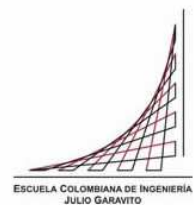


Maestría en Ingeniería Civil

**Estimación analítica del coeficiente básico de capacidad de
disipación de energía (R_0) para edificios de concreto reforzado
con sistema de resistencia sísmica de muros de carga delgados**

Lilian Viviana Pulido Cristancho

Bogotá, D.C., 14 de diciembre de 2020



**Estimación analítica del coeficiente básico de capacidad de
disipación de energía (R_0) para edificios de concreto reforzado
con sistema de resistencia sísmica de muros de carga delgados**

**Tesis para optar al título de magíster en Ingeniería Civil, con
énfasis en Estructuras**

Sandra Rocío Jerez Barbosa

Director

Carlos Eugenio Palomino Arias

Codirector

Bogotá, D.C., 14 de diciembre de 2020



La tesis de maestría titulada “Estimación analítica del coeficiente básico de capacidad de disipación de energía (R_0) para edificios de concreto reforzado con sistema de resistencia sísmica de muros de carga delgados”, presentada por Lilian Viviana Pulido Cristancho, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Estructuras.



Director de la tesis

Sandra Rocío Jerez Barbosa



Codirector

Carlos Eugenio Palomino Arias

Jurado

Luis Enrique Aycardi Fonseca

Jurado

Pedro Nel Quiroga Saavedra

Bogotá, D.C., 14 de diciembre de 2020

Dedicatoria

Dedico de manera especial y con todo mi amor éste trabajo a mi novio Camilo, pues sin él no hubiese sido posible.

A mis amorosos padres quienes siempre me acompañan y me levantan de mis continuos tropiezos.

Agradecimientos

Quiero extender un profundo agradecimiento a quienes hicieron posible éste trabajo, a aquellas personas que fueron compañía, apoyo, fortaleza, sabiduría e inspiración; a mi mamá Fanny Crisancho, a mi papá Jaime Pulido, a mi novio Camilo Perdomo, a mi hermano Wilber Pulido, a mis sobrinos Santi y Mati, a mis amigas Andrea y Milena, y a todas esas personas especiales en mi vida. Muchas gracias a ustedes por las demostraciones de cariño y por concederme el tiempo para dedicarlo a este proyecto.

Mi gratitud también a mis asesores de tesis, Sandra Jerez Barbosa, M.Sc., Ph.D., Carlos Eugenio Palomino Arias, M.Sc., P.E., Camilo Andrés Perdomo Horta, M.Sc., Ph.D., a la Escuela Colombiana de Ingeniería, a P&P Proyectos, a mis profesores y colegas quienes con su apoyo y enseñanzas constituyen la base de mi vida profesional.

Resumen

El sistema estructural de muros portantes delgados (industrializado), ha ganado importancia desde la década de los 80 y con mayor fuerza a partir del año 2012 en el territorio nacional para la construcción de vivienda, en especial vivienda de interés social y en general en casi todos los estratos socioeconómicos, convirtiéndose en el sistema de mayor uso en los últimos años. Los requerimientos y suposiciones de diseño contenidos en el reglamento NSR-10 se evaluaron en este documento para verificar su cumplimiento. En este estudio, el coeficiente básico de capacidad de disipación de energía se estimó para un caso de estudio compuesto por doce edificios con sistema estructural de muros portantes delgados de 6, 12 y 20 pisos, ubicados en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta con dos condiciones locales de suelo, tipo C y tipo D. El coeficiente básico de capacidad de disipación de energía se estimó con dos alternativas analíticas ampliamente usadas en la literatura técnica; la propuesta de Uang (1991) y la propuesta de Whittaker, Hart & Rojahn (1999), y a partir de la respuesta de la estructura ante el sismo de diseño, resultado de análisis estáticos no lineales con el Método del espectro de capacidad de la linealización equivalente CSM propuesto en FEMA-440. Para la primera alternativa, los coeficientes básicos de capacidad de disipación de energía estimados variaron entre el 42% y 62% del valor recomendado en la normatividad, mientras que, para la segunda alternativa, considerada más consistente con las disposiciones del reglamento de diseño, los coeficientes básicos de capacidad de disipación de energía estimados variaron entre el 95% y 115% del valor recomendado en este. Los resultados indican que, para los edificios del caso de estudio, el coeficiente básico de capacidad de disipación de energía indicado en la normatividad es adecuado, si se garantiza la resistencia a cortante, y para asegurar tal comportamiento, el coeficiente de sobre-resistencia podría modificarse al adoptar una formulación basada en el periodo de vibración del modo predominante en cada dirección principal. De la misma forma, las demandas de fuerza cortante sísmica en muros obtenidas del análisis elástico podrían ser amplificadas por el factor de sobre-resistencia y adicionalmente amplificadas por un factor que tome en cuenta la participación de los modos altos.

Palabras clave: muros portantes delgados; coeficiente básico de capacidad de disipación de energía; coeficiente de sobre-resistencia; análisis no lineal; respuesta sísmica.

Índice general

Introducción	14
Objetivos	18
Objetivo general:.....	18
Objetivos específicos	18
Capítulo I.....	19
1. Estado del arte	19
1.1. Introducción	19
1.2. Construcción de edificios con sistema estructural de muros portantes delgados	20
1.2.1. Estadística de la construcción	20
1.2.2. Características generales de los edificios	25
1.3. Comportamiento de muros estructurales – resultados experimentales.....	27
1.3.1. Resultados experimentales en muros estructurales	27
1.3.2. Resultados experimentales en muros estructurales delgados con detallado de acuerdo con la práctica colombiana.....	29
1.4. Comportamiento de sistemas estructurales de muros portantes.....	30
1.4.1. Mecanismos deseados	31
1.4.2. Demanda de diseño para flexión	33
1.4.3. Demanda de diseño para cortante	35
1.4.4. Resistencia a flexión y carga axial.....	37
1.4.5. Resistencia a cortante	38
1.4.6. Requisitos de confinamiento.....	39
Capítulo II.....	42
2. Marco Teórico	42
2.1. Introducción	42
2.2. Especificaciones de diseño NSR-10	42
2.2.1. Movimientos sísmicos y coeficientes básicos de capacidad de disipación de energía	42
2.2.2. Provisiones para el diseño de muros estructurales de concreto reforzado...	43
2.2.3. Provisiones contenidas en otros códigos de diseño	45

2.3. Método de análisis de empuje lateral (pushover) y procedimientos estáticos no-lineales	47
2.3.1. Factores de reducción espectral – relaciones R- μ -T	47
2.3.2. Método de análisis del empuje lateral (<i>pushover</i>).....	53
2.3.3. Procedimientos estáticos no-lineales	55
2.4. Estimación del coeficiente básico de capacidad de disipación de energía (R_0). .	60
2.4.1. Propuesta de Uang (1991).....	60
2.4.2. Propuesta de Whittaker, Hart and Rojahn (1999)	62
2.4.3. Propuesta de ATC-19 (1995).....	64
2.4.4. Estudios previos en la evaluación (R_0).....	65
Capítulo III	68
3. Metodología.....	68
3.1. Introducción	68
3.2. Caso de Estudio	68
3.2.1. Proyecto arquitectónico	69
3.2.2. Tipificación de los muros estructurales	70
3.2.3. Características generales del caso de estudio	70
3.3. Análisis elásticos	74
3.3.1. Materiales	74
3.3.2. Modelos de análisis.....	75
3.3.3. Diseño de elementos estructurales	76
3.4. Análisis no lineales.....	81
3.4.1. Análisis de secciones.....	81
3.4.2. Análisis de edificios.....	90
Capítulo IV.....	102
4. Resultados.....	102
4.1. Introducción	102
4.2. Relaciones simplificadas para curvaturas de interés.....	102
4.2.1. Relaciones simplificadas para la curvatura de fisuración	103
4.2.2. Relaciones simplificadas para la curvatura en la primera fluencia.....	105
4.2.3. Relaciones simplificadas para la curvatura nominal de fluencia.....	108

4.3. Curvas de capacidad	111
4.4. Cálculo del espectro de capacidad y los desplazamientos en el punto de desempeño	113
4.5. Estimación del coeficiente básico de capacidad de disipación de energía.....	116
4.6. Variación de los coeficientes básicos de disipación de energía	117
4.6.1. Resultados por capacidad de disipación de energía	118
4.6.2. Variación con el periodo predominante del edificio.....	123
4.7. Comportamiento demanda/resistencia en flexión y cortante en el punto de desempeño	128
4.8. Observaciones y comentarios generales.....	131
4.8.1. Componente relacionado con la ductilidad del sistema R_m	131
4.8.2. Componente relacionado con la sobre-resistencia del sistema de acuerdo con Uang (1991) Ω_0	132
4.8.3. Componente relacionado con la sobre-resistencia del sistema de acuerdo con Whittaker, Hart & Rojahn (1999) R_S	132
4.8.4. Coeficiente básico de capacidad de disipación de energía de acuerdo con Uang (1991) R_{0-Uang}	133
4.8.5. Coeficiente básico de capacidad de disipación de energía de acuerdo con Whittaker, Hart & Rojahn (1999) $R_{0-Whittaker et al.}$	134
4.8.6. Recomendaciones para la actualización del reglamento NSR	135
Conclusiones.....	137
Bibliografía.....	139
Anexos	145
ANEXO 1	146
ANEXO 2	152
ANEXO 3	155
ANEXO 4.....	185
ANEXO 5.....	197

Índice de tablas

Tabla 1. Cantidades mínimas de refuerzo para muros de carga en concreto reforzado según NSR-10.....	44
Tabla 2. Valores de los coeficientes a y b para la relación R- μ -T de Nassar y Krawinkler.....	50
Tabla 3. Recomendados para la actualización de NSR-10 propuestos por Arteta, Blandón, Bonett et al (2018)	67
Tabla 4. Lineamientos de NSR-10 para los valores de R_0	67
Tabla 5. Identificación y características generales de las edificaciones del caso de estudio.....	69
Tabla 6. Geometría de los muros estructurales.....	71
Tabla 7. Densidad de muros.....	72
Tabla 8. Valores de esbeltez.....	72
Tabla 9. Valores de la relación de aspecto.....	73
Tabla 10. Carga axial en los muros para la combinación de carga 1.2D+L+E.....	73
Tabla 11. Esfuerzo de compresión del concreto en muros f'_c	74
Tabla 12. Resultados principales del análisis modal	76
Tabla 13. Valor de la deriva máxima	78
Tabla 14. K_1 promedio según el tipo de refuerzo y dispersión necesaria para acotar los datos para la curvatura a la primera fluencia	107
Tabla 15. Relaciones recomendadas para el cálculo aproximado de la curvatura a la primera fluencia para muros rectangulares delgados diseñados en Colombia.....	108
Tabla 16. K_1 promedio según el tipo de refuerzo y dispersión necesaria para acotar los datos para la curvatura nominal de fluencia.....	109
Tabla 17. Relaciones recomendadas para el cálculo aproximado de la curvatura nominal de fluencia para muros rectangulares delgados diseñados en Colombia.....	110
Tabla 18. Cortantes en la base requeridos para el cálculo de R_0 en el sentido longitudinal	116
Tabla 19. Cortantes en la base requeridos para el cálculo de R_0 en el sentido transversal	116
Tabla 20. Resumen del cálculo de R_0 de acuerdo con Uang y Whittaker et al. en el sentido longitudinal	117
Tabla 21. Resumen del cálculo de R_0 de acuerdo con Uang y Whittaker et al. en el sentido transversal.....	117

Índice de figuras

Figura 1. Porcentaje de área total vendible a nivel nacional - DANE.....	21
Figura 2. Porcentaje de área total vendible por estrato socioeconómico a nivel nacional - DANE..	22
Figura 3. Porcentaje de área total vendible a nivel nacional (VIS y No VIS) - DANE	23
Figura 4. Porcentaje de área iniciada de vivienda a nivel nacional - CAMACOL.....	24
Figura 5. Porcentaje de área iniciada de vivienda a nivel nacional (VIS y No VIS) - CAMACOL	25
Figura 6. Modos de falla en muros estructurales (tomado de Paulay & Priestley, 1992)	31
Figura 7. Mecanismo de respuesta deseado en muros esbeltos en voladizo (tomado de Moehle, 2015)	32
Figura 8. Mecanismo de respuesta deseado en muros esbeltos acoplados (tomado de Moehle, 2015)	32
Figura 9. Perfil de momentos para diseño. (a) Propuesta de Paulay & Priestley (b) Propuesta de Moehle (tomados de Paulay & Priestley, 1992; Moehle, 2015)	34
Figura 10. Resistencia a flexión y carga axial en muros estructurales esbeltos (tomado de Moehle, 2015)	37
Figura 11. Espectro de aceleraciones de diseño según NSR-10 (tomado de NSR-10)	43
Figura 12. Respuesta idealiza de un sistema de 1 GDL inelástico ante un movimiento del terreno (tomado de Chopra, 2014)	48
Figura 13. Aplicación y resultados del análisis pushover, elaboración propia.....	53
Figura 14. Construcción de la curva de capacidad bilineal de acuerdo con FEMA-273 (tomado de FEMA-273).....	56
Figura 15. Determinación del máximo desplazamiento efectivo (tomado de FEMA, 2005)	60
Figura 16. Parámetros para la definición de R_0 según Uang (1991) (adaptado de Uang, 1991).....	61
Figura 17. Parámetros para la definición de R_0 según Whittaker, Hart & Rojahn (1999) (tomado de Whittaker, Hart & Rojahn, 1999)	62
Figura 18. Planta arquitectónica general (común para todos los edificios).....	69
Figura 19. Localización general Y TIPIFICACIÓN de Muros	70
Figura 20. Modelos lineales elásticos desarrollados para los edificios 1, 5 y 9 en el software ETABS.	75
Figura 21. Secciones de refuerzo tipo para muros (cortesía de P&P Proyectos S.A.S).....	80
Figura 22. Relación esfuerzo-deformación del concreto no confinado	82
Figura 23. Relación esfuerzo-deformación del concreto confinado - Muro MT09 Edificio 8 (DES-D)	83
Figura 24. Relación esfuerzo-deformación del acero de refuerzo convencional implementada.	84
Figura 25. Relación esfuerzo-deformación de la malla electrosoldada implementada.....	85
Figura 26. Comparación resultados de XTRACT y MATLAB.....	87
Figura 27. Relación Momento-Curvatura, (a) muro reforzado con malla sin confinar y (b) muro con elementos de borde confinados.	88

Figura 28. Relación Momento-Curvatura de la sección correspondiente a la base - Edificio-8 (DES-D)	89
Figura 29. Definición de muros no lineales en los modelos de análisis. MT09, Pisos 1 a 8, Edificio-8 (DES-D)	91
Figura 30. Definición de muros no lineales en los modelos de análisis. Muro MT09, Pisos 9 a 12, Edificio-8 (DES-D)	92
Figura 31. Modelos no lineales desarrollados para los edificios 1, 5 y 9 del caso de estudio	92
Figura 32. Modelos no lineales desarrollados para los muros ensayados experimentalmente.....	94
Figura 33. Relaciones esfuerzo-deformación para la modelación numérica del muro TW1.....	95
Figura 34. Relaciones esfuerzo-deformación implementadas en la modelación numérica de los muros W4, W5, W6 y W7	95
<i>Figura 35. Comparación de resultados experimentales y resultados numéricos para TW1, W4, W5, W6 y W7.....</i>	<i>96</i>
Figura 36. Patrones de carga lateral implementados en este estudio para los edificios del caso de estudio.....	98
Figura 37. Comparación curvaturas de fisuración con análisis Momento-Curvatura y con la Ecuación 4-4	104
Figura 38. Coeficiente de curvatura K_1 para la curvatura de fisuración.....	105
Figura 39. K_1 para la curvatura en la primera fluencia para las secciones de refuerzo de muros TIPO	106
Figura 40. K_1 para la curvatura de la primera fluencia para las secciones TIPO 1 a 8.....	107
Figura 41. Coeficiente de curvatura K_1 para la curvatura nominal de fluencia para los diferentes tipos de refuerzo de muro	109
Figura 42. Coeficiente de curvatura K_1 para la curvatura nominal de fluencia para las tipologías de refuerzo TIPO 1 a 8.....	110
Figura 43. Curvas de capacidad obtenidas para los edificios del caso de estudio – sentido longitudinal	112
Figura 44. Curvas de capacidad obtenidas para los edificios del caso de estudio – sentido transversal.....	113
Figura 45. Estimación del punto de desempeño usando el CSM – sentido longitudinal.....	114
Figura 46. Estimación del punto de desempeño usando el CSM – sentido transversal	115
Figura 47. Valores de $R\mu$, Ω_0 , R_S , R_{0-Uang} y $R_{0-Whittaker et al.}$ en sentido longitudinal para edificios DMO	118
Figura 48. Valores de $R\mu$, Ω_0 , R_S , R_{0-Uang} y $R_{0-Whittaker et al.}$ en sentido transversal para edificios DMO	120
Figura 49. Valores de $R\mu$, Ω_0 , R_S , R_{0-Uang} y $R_{0-Whittaker et al.}$ en sentido longitudinal para edificios DES121	
Figura 50. Valores de $R\mu$, Ω_0 , R_S , R_{0-Uang} y $R_{0-Whittaker et al.}$ en sentido transversal para edificios DES.122	
Figura 51. Variación de $R\mu$, Ω_0 , R_S , $R_0 - Uang$ y $R_0 - Whittaker et al.$ para los edificios DMO en el sentido longitudinal en función del periodo de vibración del edificio.....	124

Figura 52. Variación de $R\mu$, Ω_0 , RS , $R_0 - Uang$ y $R_0 - Whittaker et al.$ para los edificios DMO en el sentido transversal en función del periodo de vibración del edificio	125
Figura 53. Variación de $R\mu$, Ω_0 , RS , $R_0 - Uang$ y $R_0 - Whittaker et al.$ para los edificios DES en el sentido longitudinal en función del periodo de vibración del edificio.....	126
Figura 54. Variación de $R\mu$, Ω_0 , RS , $R_0 - Uang$ y $R_0 - Whittaker et al.$ para los edificios DES en el sentido transversal en función del periodo de vibración del edificio	128
Figura 55. Comportamiento Demanda/Resistencia a flexión. Muros del Edificio-8 (DES-D).....	129
Figura 56. Comportamiento Demanda/Resistencia a cortante. Muros del Edificio-8 (DES-D).....	130
Figura 57. Propuesta para determinar el valor de Ω_0 en NSR-10	136

Introducción

Al pertenecer Colombia a una zona crítica en materia de movimientos sísmicos, y a raíz del catastrófico sismo de Popayán del 31 de marzo de 1983, se dio lugar en el país al inicio de la reglamentación sismo resistente para el diseño y la construcción, con el fin principal de proteger las vidas humanas frente a un evento sísmico intenso. Actualmente, los requisitos mínimos para el diseño de edificaciones sismo resistentes están provistos en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente del año 2010 (NSR-10) (AIS, 2010) y sus decretos modificatorios.

El diseño sísmico de una edificación se hace con base en unas fuerzas horizontales que equivalen al efecto que causa el movimiento del terreno sobre la estructura. Para la obtención de dichas fuerzas, el reglamento NSR-10 propone básicamente dos métodos de análisis: el método de la Fuerza Horizontal Equivalente (FHE) y el método del análisis dinámico. El método de la FHE distribuye a lo largo de la altura de la edificación, la fuerza cortante que se genera en la base y limita la respuesta sísmica al primer modo de vibración, con la participación de toda la masa (García, 1998). El método del análisis dinámico se divide en dos tipos: modal espectral y cronológico. El Análisis Dinámico Elástico Espectral (ADEE) se basa en un análisis modal en combinación con un análisis de espectro de respuesta (Chopra, 2014). El Análisis cronológico está basado en la solución de las ecuaciones de equilibrio dinámico en cada instante de la respuesta bajo la excitación de un registro sísmico acelerográfico en la base.

En la práctica, los métodos comúnmente utilizados por los ingenieros diseñadores para obtener la magnitud de las fuerzas sísmicas esperadas en la estructura son: FHE y ADEE. Estos métodos evalúan las fuerzas sísmicas con base en un espectro elástico suavizado de aceleraciones, que representa la máxima aceleración experimentada en un sistema de un grado de libertad (1GDL), proveniente de un estudio de amenaza sísmica para el territorio (e.g. Salgado, Bernal, Yamín et al, 2010). La demanda en el sistema de 1GDL es transformada en la demanda de una estructura de múltiples GDL a partir de los resultados del análisis modal, independientemente del método empleado. De esta manera, se obtienen las máximas fuerzas sísmicas de diseño equivalentes correspondientes al movimiento del terreno en la eventualidad de un sismo.

Estos métodos elásticos consideran constante la rigidez de la estructura durante el proceso de aplicación de cargas y a partir de esta hipótesis y con la totalidad de la fuerza obtenida, se calculan los desplazamientos horizontales de la edificación.

El diseño de los elementos estructurales se basa en una reducción de la totalidad de la fuerza sísmica que conlleva al comportamiento inelástico de la edificación. Este tipo de comportamiento permite que la estructura presente daños, pero, sin colapso, frente al sismo de diseño (aquel con un periodo de retorno promedio de 475 años, según NSR-10) y daños menores para sismos frecuentes de intensidad relativamente baja.

La reducción de las fuerzas sísmicas elásticas máximas se realiza con el denominado coeficiente de capacidad de disipación de energía (R) definido en el Reglamento NSR-10 como $R = \Phi_p \cdot \Phi_a \cdot \Phi_r \cdot R_0$. El valor de R para las edificaciones depende de: la irregularidad en planta (Φ_p), la irregularidad en altura (Φ_a), el nivel de redundancia de la estructura (Φ_r), el coeficiente básico de capacidad de disipación de energía (R_0) que depende principalmente del material de construcción y el sistema de resistencia para cargas laterales considerados en el diseño. Adicionalmente, aunque únicamente para demandas como aquellas de fuerza cortante, en las que no se puede superar la resistencia provista, o en elementos de entrepiso, de los cuales no se espera acción inelástica, el reglamento NSR-10 establece el coeficiente de sobre resistencia (Ω_0) que toma en consideración el endurecimiento por deformación de los materiales de construcción y los efectos dinámicos que no son directamente considerados en el proceso de diseño y análisis, respectivamente. En consecuencia, este coeficiente amplifica las fuerzas sísmicas 'inelásticas' (máximas fuerzas elásticas reducidas por R) para el diseño de elementos o sollicitaciones denominadas como "protegidas por capacidad".

En el pasado, los valores para R_0 se asignaron con base en recomendaciones y el consenso de un panel de expertos, es decir que tenían un carácter empírico sin una base técnica bien soportada (Whittaker, Hart, & Rojahn, 1999). Con el paso de los años, aunque aún con base en evidencia empírica, se han refinado las definiciones para R_0 , y en la actualidad estos valores provienen de la estimación de la capacidad de deformación y ductilidad del sistema estructural bajo estudio. Sin embargo, hoy en día no existe un verdadero consenso de cómo cuantificar esta capacidad de ductilidad, dado que las definiciones del desplazamiento de fluencia y el máximo desplazamiento permitido no son absolutas, sino que varían según las

particularidades de la estructura y el criterio y seguridad ante el colapso que el diseñador o la reglamentación vigente consideren. Debido a esto, no es sorpresa que los valores de R_0 sean ampliamente diversos en diferentes códigos de diseño y construcción sísmo resistente en el mundo (Priestley, 2003).

Los valores de R_0 y Ω_0 consignados en el reglamento NSR-10 son en general muy similares o iguales a aquellos provistos en las guías para cargas mínimas en el diseño de edificios ASCE-7-10 (ASCE, 2010). Estos valores propuestos para R_0 en ASCE-7-10 provienen de estudios que usan definiciones equivalentes a aquellas presentadas en Uang (1991) o Whittaker, Hart, & Rojahn (1999). La calibración de estos valores se ha realizado esencialmente en el contexto de diseño y construcción estadounidense.

Las prácticas de diseño y las técnicas de construcción empleadas en Colombia son diferentes a aquellas empleadas en los Estados Unidos, especialmente para edificios de concreto reforzado con sistema de resistencia lateral compuesta por muros de carga, en específico, para muros de carga 'delgados'. En particular, los muros de carga 'delgados' diseñados y construidos en el contexto colombiano son altamente esbeltos (donde la esbeltez es calculada como el cociente de la altura entre placas de piso y el espesor del muro), con valores de esbeltez que llegan a ser tan altos como 27 (Arteta, Blandón, Bonett et al, 2018), mientras que en Estados Unidos los valores de esbeltez en muros estructurales son generalmente restringidos a un valor máximo de 16 de acuerdo con ACI-318-19 (ACI-Committee-318, 2019). Adicionalmente, los muros 'delgados' construidos en Colombia no presentan refuerzo transversal de confinamiento, o, el refuerzo transversal provisto no tiene ningún efecto de confinamiento debido a la configuración de la sección transversal, lo que pone en duda aún más la viabilidad de los valores de R_0 contenidos en ASCE-7-10 (y por extensión en NSR-10) para muros delgados, dado que los valores contenidos en la anterior normatividad consideran un buen detallado para confinamiento del concreto a través de ganchos transversales adicionales y/o la incorporación de los denominados elementos de borde.

Dado que el sistema estructural de muros de carga delgados ha ganado favorabilidad para la construcción de edificios residenciales en las últimas décadas en Colombia (procesos constructivos conocidos como 'sistema industrializado'), es importante evaluar si los valores de R_0 sugeridos por el reglamento NSR-10 para su diseño son adecuados para las

características de la práctica colombiana, es decir, que con el valor empleado se obtiene una capacidad de desplazamiento que asegura el no colapso de la edificación y el salvaguardo de la vida bajo el sismo de diseño, y a su vez, que otros objetivos de diseño, como máximas derivas y resistencia a cortante provista en muros, pueden ser alcanzados.

Por lo tanto, en esta investigación un grupo de doce edificaciones con las siguientes características generales: i) tres niveles diferentes de altura; 6 pisos, 12 pisos y 20 pisos; ii) cimentados en dos condiciones diferentes de tipo de suelo (Tipo C y D de acuerdo con NSR-10); iii) única configuración arquitectónica en planta, iv) localizados en niveles de amenaza sísmica intermedia y alta; y, v) con sistema de resistencia lateral de muros de carga delgados, que conforman el caso de estudio, se diseñan de acuerdo con el reglamento NSR-10 y se analizan utilizando métodos que explícitamente consideran el comportamiento inelástico de la estructura. Por consiguiente, el valor de R_0 que en realidad estas edificaciones desarrollan se estima de acuerdo con las recomendaciones de la literatura técnica y los resultados de los análisis realizados.

En esta investigación, se evalúan las suposiciones de diseño en comparación con el comportamiento estimado a partir de un análisis detallado que considera el comportamiento inelástico de los materiales, secciones críticas y sistemas estructurales. Principalmente: i) se verifica la seguridad ante el colapso bajo el sismo de diseño para las estructuras del caso de estudio; ii) se comparan los valores de R_0 supuestos en la etapa de diseño con los obtenidos después de la evaluación detallada, simultáneamente se evalúa qué tan convenientes son las suposiciones (en términos de rigidez y resistencia) hechas en el diseño, y, finalmente, iii) se evalúan los objetivos de diseño (en términos de resistencias y cortante en muros) bajo el sismo de diseño.

Objetivos

Objetivo general:

Estimar analíticamente el coeficiente básico de capacidad de disipación de energía (R_0) en edificios de concreto reforzado con sistema de resistencia lateral de muros de carga delgados diseñados de acuerdo con el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente del año 2010.

Objetivos específicos

- a. Evaluar el comportamiento inelástico de edificaciones diseñadas con el sistema estructural de muros de concreto de acuerdo con el reglamento NSR-10.
- b. Estimar parámetros sísmicos como: derivas, cortantes, desplazamientos y mecanismo de falla de: 12 edificaciones de 6, 12 y 20 pisos de altura, con sistema de resistencia lateral de muros de carga en concreto y sometidas a dos niveles de amenaza sísmica, intermedia y alta en dos tipos diferentes de suelo C y D.
- c. Estimar el valor del coeficiente básico de capacidad de disipación de energía, (R_0), y el coeficiente de sobre resistencia, (Ω_0), de las estructuras diseñadas en el caso de estudio con la aplicación de análisis estáticos no lineales en combinación con el procedimiento estático no lineal conocido como el Método del Espectro de Capacidad (CSM).
- d. Comparar las suposiciones de diseño con el comportamiento evaluado de las estructuras en términos de capacidad de disipación de energía R_0 , sobre resistencia Ω_0 , y cortantes en los muros bajo el sismo de diseño.

Capítulo I

1. Estado del arte

En este capítulo se presenta un resumen general de la revisión de la literatura técnica y de las recomendaciones contenidas en ella respecto al comportamiento de sistemas estructurales compuestos por muros portantes para el desarrollo del presente estudio.

1.1. Introducción

Se han realizado de manera incremental durante las últimas 4 décadas aproximadamente, investigaciones extensas sobre el comportamiento de diferentes tipos de estructuras cuando entran en el rango inelástico (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007). Para el caso de este estudio, cuyo objetivo es estimar R_0 para edificios con sistema estructural de muros portantes delgados, se considera importante revisar el estado del arte relacionado con la respuesta de muros estructurales y la respuesta de sistemas estructurales compuestos por muros portantes.

Para cubrir los aspectos más importantes contenidos en investigaciones previas relevantes para este trabajo, primero se presentan estadísticas sobre la construcción de edificios con muros estructurales delgados en Colombia, señalando su tasa de construcción con respecto a la de otros sistemas estructurales y las características generales de los muros diseñados y construidos en Colombia.

Después, se resumen varios resultados de campañas experimentales sobre muros estructurales, se consultan resultados en componentes diseñados con respecto a estándares internacionales y resultados sobre especímenes concordantes con la práctica de construcción de muros delgados en Colombia. Finalmente, se resumen los resultados más importantes encontrados en la literatura técnica sobre el comportamiento sísmico de sistemas estructurales de muros portantes.

1.2. Construcción de edificios con sistema estructural de muros portantes delgados

Se presentan algunas generalidades sobre las estadísticas de la construcción de edificios con sistema estructural de muros portantes delgados en Colombia.

1.2.1. Estadística de la construcción

Infortunadamente, aunque existe una gran cantidad de datos estadísticos sobre la construcción de edificaciones en Colombia, tales datos son registrados según el *sistema de construcción* en que la entidad encuestadora considera que la estructura evaluada se puede agrupar y no por el tipo de *sistema estructural* como se define en NSR-10. Sin embargo, con ciertas suposiciones, se pueden encontrar tendencias con relevancia para el objetivo de este estudio.

Se consultaron dos bases de datos para apreciar la prevalencia y tendencias en el tiempo de la construcción con sistemas estructurales de muros de carga delgados: la base de datos del Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE) y la base de datos de la Cámara Colombiana de la Construcción (CAMACOL).

1.2.1.1. Datos del Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE)

La base de datos correspondiente a “*Colombia – Censo de Edificaciones – CEED-2012-2013-2014-2015-2016-2017-2018*” (DANE, 2020) se obtuvo de la página web del DANE. La base de datos se filtró para mostrar datos de obras nuevas formales (i.e. con licencia de construcción) y culminadas. La variable medida corresponde al área total vendible, que, aunque no corresponde exactamente al área total construida, se considera que las dos están altamente correlacionadas. Los resultados se presentan como el porcentaje de área total vendible correspondiente a un sistema de construcción determinado con respecto al área total vendible de todos los sistemas de construcción acumulada.

La base de datos clasifica las construcciones en cuatro sistemas, específicamente: Mampostería Estructural, Mampostería Confinada – Pórticos, Prefabricados Industrializados y Otros. Para los propósitos de este estudio, se

considera que las edificaciones construidas con el sistema estructural de muros de carga delgados están clasificadas dentro de la categoría Prefabricados Industrializados. Los datos también se discriminan por tipo de uso (i.e. Vivienda de Interés Social (VIS) o No VIS), y por estrato socioeconómico. Se muestran datos para 15 regiones del territorio nacional (Antioquia, Risaralda, Bogotá, Quindío, Valle, Norte de Santander, Meta, Atlántico, Huila, Santander, Bolívar, Nariño, Cauca, Tolima y Caldas). Los resultados del porcentaje de área total vendible dado el sistema de construcción a nivel nacional según el año del censo se presentan en la Figura 1. Porcentaje de área total vendible a nivel nacional - DANE

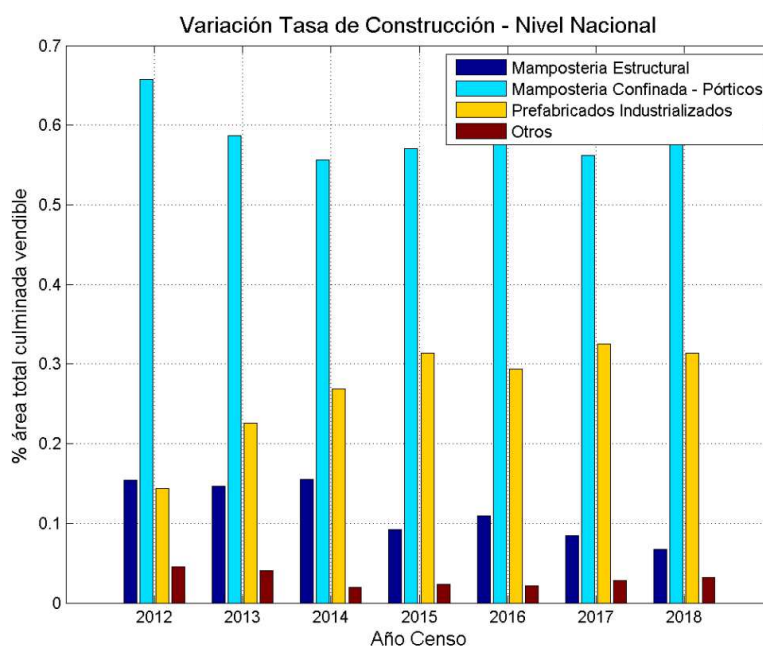


Figura 1. Porcentaje de área total vendible a nivel nacional - DANE

Como se puede ver en la Figura 1. Porcentaje de área total vendible a nivel nacional - DANE, el sistema de Prefabricados Industrializados representa alrededor del 30% de la construcción de edificaciones a partir del año 2015, ganando importancia con respecto al sistema de Mampostería Estructural. En la Figura 2 se presentan los resultados a nivel nacional discriminados por estrato socioeconómico.

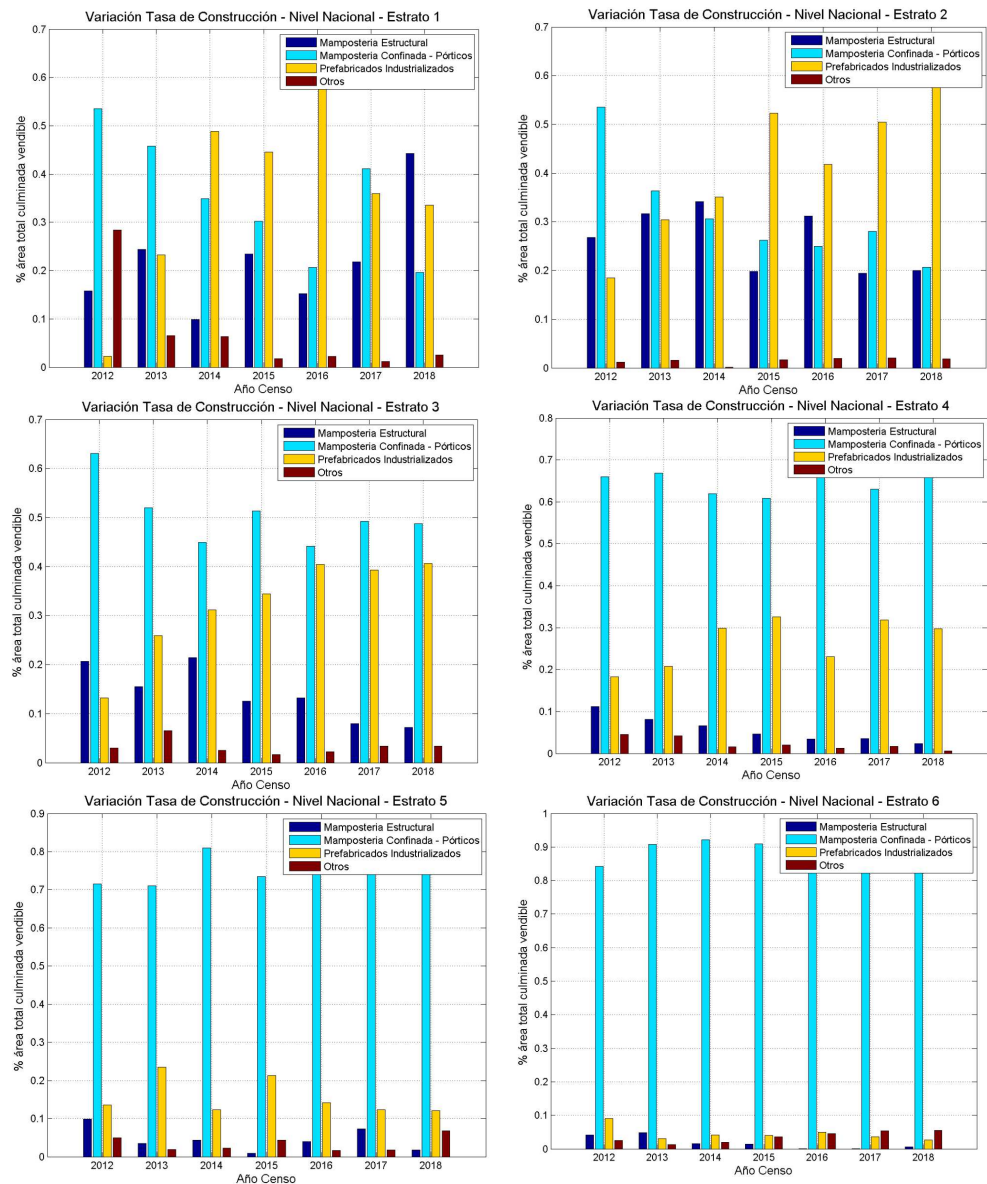


Figura 2. Porcentaje de área total vendible por estrato socioeconómico a nivel nacional - DANE

La Figura 2 muestra como el sistema de Prefabricados Industrializados ha ido ganando importancia en la construcción en los estratos socioeconómicos 1, 2 y 3, y como en los estratos 5 y 6, el sistema preferido es el de Mampostería Confinada – Pórticos. La Figura 3 muestra los porcentajes de área total vendible a nivel nacional según el tipo de uso (VIS o No VIS).

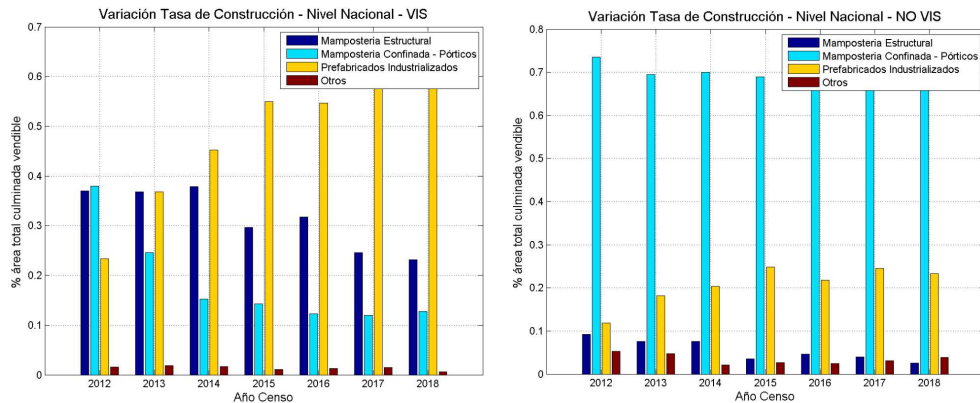


Figura 3. Porcentaje de área total vendible a nivel nacional (VIS y No VIS) - DANE

La Figura 3 muestra, por un lado, que para construcciones No VIS el sistema de construcción preferido es Mampostería Confinada – Pórticos, mientras que el sistema de Prefabricados Industrializados tiene una implementación marginal, sin embargo, con una participación de aproximadamente el 20% desde el año 2015. Por otro lado, la situación es completamente diferente cuando se analizan las construcciones VIS, en las cuales el sistema Prefabricados Industrializados es el de mayor uso desde el año 2014, llegando a valores cercanos al 70% de implementación en el año 2018.

1.2.1.2. Datos de la Cámara Colombiana de la Construcción (CAMACOL)

La base de datos correspondiente a “*Construcción en Cifras*” (CAMACOL, 2020) se obtuvo de la página web de CAMACOL. Es menos detallada (cuando se trata de mediciones de áreas de edificaciones) que la correspondiente del DANE y no hubo necesidad de hacer filtros previos.

La variable medida corresponde al área iniciada de vivienda que, aunque de nuevo no corresponde exactamente al área total construida, se considera que están altamente correlacionadas. Los resultados presentados en la base de datos se presentan como el porcentaje de área total iniciada de vivienda correspondiente a un sistema de construcción determinado con respecto al área total iniciada de vivienda de todos los sistemas de construcción acumulada.

La base de dato clasifica las construcciones en cuatro sistemas de construcción, específicamente: Mampostería Estructural, Mampostería Confinada, Sistemas Industrializados y Otros. Para los propósitos de este estudio, se considera que las edificaciones construidas con el sistema estructural de muros de carga delgados están clasificadas dentro de la categoría Sistemas Industrializados. Los datos se discriminan por tipo de uso (i.e. Vivienda de Interés Social VIS o No VIS).

Se presentan datos para 15 regiones del territorio nacional (Bogotá, Medellín, Cali, Barranquilla, Bucaramanga, Pereira, Armenia, Cartagena, Ibagué, Cúcuta, Manizales, Villavicencio, Neiva, Pasto y Popayán), Figura 4.

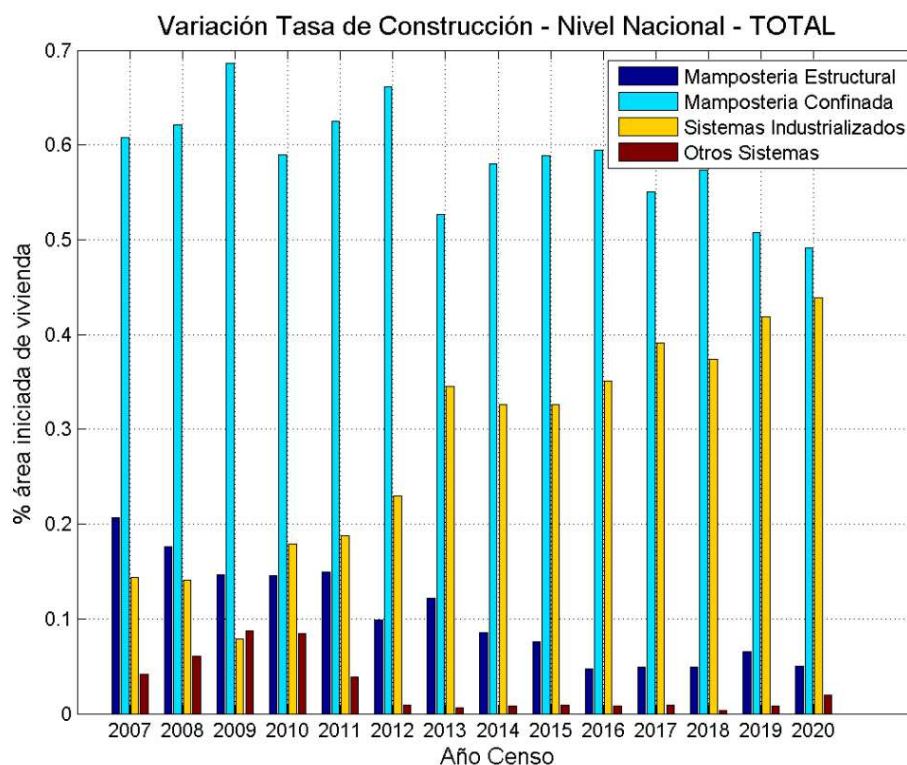


Figura 4. Porcentaje de área iniciada de vivienda a nivel nacional - CAMACOL

Como se puede ver en la Figura 4, el sistema de construcción Sistemas Industrializados ha incrementado su implementación desde el año 2012, ganando importancia con respecto al sistema de Mampostería Estructural y en una menor medida del sistema de Mampostería Confinada.

En la Figura 5; para construcciones VIS, la categoría Sistemas Industrializados se posiciona como el sistema con mayor uso desde el año 2013, llegando a valores cercanos al 70% de implementación en el año 2020, el Sistema Industrializado ha ganado importancia a costa del desuso del sistema de Mampostería Estructural con el paso de los años. Por otro lado, para construcciones No VIS, el sistema de construcción preferido es Mampostería Confinada, sin embargo, el Sistema Industrializa se presenta como su único contendiente desde el año 2012, con una participación de aproximada del 30%.

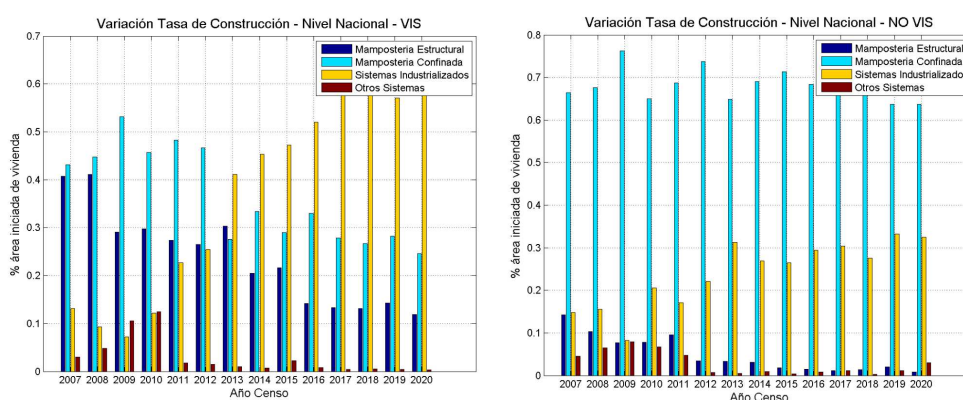


Figura 5. Porcentaje de área iniciada de vivienda a nivel nacional (VIS y No VIS) - CAMACOL

1.2.2. Características generales de los edificios

No existen bases de datos de acceso público respecto a las características generales de los edificios de muros portantes delgados (o en todo caso, para cualquier otro sistema estructural) con relevancia ingenieril, ya sea porque las entidades encuestadoras no están conscientes o porque no están interesadas en recopilar datos sobre tales parámetros. Por consiguiente, a continuación, se presenta un breve resumen de los resultados mostrados en Arteta, Blandón, Bonett et al. (2018), quienes tuvieron acceso a la información en las curadurías y/o firmas de diseño sobre los detalles de una cantidad significativa de edificios con sistema estructural de muros de carga delgados diseñados y construidos en Colombia y, como consecuencia, estuvieron en capacidad de realizar estadísticas sobre los parámetros de interés.

1.2.2.1. Configuración en planta

La configuración en planta se define con una relación aspecto igual D_l/D_t , donde D_l es la dirección en el sentido longitudinal (la más larga) y D_t es la dimensión en el sentido transversal (la más corta). Las relaciones $D_l/D_t \leq 1.5$ se consideraron cuadradas y las relaciones $D_l/D_t > 1.5$ rectangulares. En la base de datos, 73.4% de los edificios tenían una configuración rectangular en planta, mientras que, el 26.5% tenían una configuración cuadrada.

1.2.2.2. Altura

Se definen como edificios bajos aquellos con una cantidad de pisos menor o igual a 5, como edificios intermedios aquellos con un número de pisos entre 6 y 12, y como edificios altos aquellos con 13 o más pisos. De la base de datos, 23.37% de los edificios son bajos, 61.85% de los edificios son intermedios, y 14.45% de los edificios son altos.

1.2.2.3. Densidad de Muros

La densidad de muros se define como la sumatoria de las áreas de los muros resistiendo el cortante sísmico en una dirección dada sobre el área total en planta del edificio. El valor en porcentaje recomendado en una dirección dada es de aproximadamente 3%. Se encontró que el 81% de los edificios tienen una densidad de muros longitudinal menor o igual a 3%, entre los cuales, el 50% presenta valores entre 1% y 2%. De igual manera, el 88% de los edificios tienen una densidad de muros transversal igual o menor a 4%, entre los cuales, el 49% presenta valores entre 2% y 3%.

1.2.2.4. Esbeltez de Muros

La esbeltez de los muros está definida como h_l/b_w , donde h_l es la altura libre de piso y b_w es el espesor del muro. Esta relación debe tener un valor inferior a 16 y el espesor del muro debe ser de mínimo 150mm para cumplir con los requisitos de ACI-318-19 de acuerdo con las alturas de piso típicas colombianas. De la base de datos se encontró que el valor medio de la esbeltez de muros está entre

24 y 25, adicionalmente, el 90% de los muros tienen una esbeltez mayor a 16, dentro de los cuales el 7% presenta valores menores o iguales a 16. Así mismo, el 85% de los edificios tienen muros con espesor menor a 150mm de los cuales, el 48% tiene espesor menor a 100mm.

1.2.2.5. Relación de Aspecto

La relación de aspecto de los muros está definida como como h_w/l_w , donde h_w es la altura del muro desde la base hasta la cubierta y l_w es la longitud del muro. En general, esta relación debe ser menor a 6 (para elementos diseñados con R_0 con valores entre 4 y 6) para que los muros efectivamente presenten respuesta inelástica. Se encontró que, para los edificios localizados en zona de amenaza sísmica intermedia, la relación de aspecto de los muros está entre 8 y 14, mientras que, para edificios localizados en zona de amenaza sísmica alta, la relación de aspecto de los muros está entre 4 y 8.

1.2.2.6. Carga Axial

Para la combinación de carga D+0.25L, la carga axial en los muros tiene valores inferiores a $0.1f'cAg$, donde Ag es el área total de la sección transversal del muro. Y para la combinación de carga con efectos sísmicos D+0.25L+E, se encontró que la carga axial en los muros es inferior a $0.15f'cAg$.

1.3. Comportamiento de muros estructurales – resultados experimentales

1.3.1. Resultados experimentales en muros estructurales

Entre otros, Oesterle, Fiorato, Aristizabal-Ochoa et al (1980) probaron 16 especímenes de muros con elementos de borde escalados a 1/3 de las dimensiones reales; la mayoría presentaron ciclos de histéresis estables y con una buena capacidad de disipación de energía. La capacidad de deformación en el rango inelástico fue significativa, pareciéndose incluso a la respuesta de vigas de concreto

reforzado. La ductilidad de rotación obtenida de los experimentos tiene valores en el rango entre 6 y 16. Los especímenes con esfuerzos altos de cortante presentan aplastamiento del concreto en la parte central del alma y del muro, y en general las deformaciones por cortante son importantes durante la respuesta de los muros.

Lefas, Kotsovos y Ambraseys (1990) probaron 13 muros bajo carga monotónica, con confinamiento en los bordes y relación de aspecto con valores entre 1 y 2. Los muros presentaron buen comportamiento en el rango inelástico hasta el punto considerado como falla, con derivas en promedio de 1.6% y 1.5% para los muros con relaciones de aspecto entre 1 y 2, con relación de aspecto de 1 presentaron falla debido a la división de la zona de compresiones, lo que llevo a una pérdida súbita de resistencia, mientras que, con relación de aspecto de 2 presentaron falla debido al incremento del ancho de grieta principal a flexión.

Tasnimi (2000) probó 4 especímenes de muros esbeltos sin confinamiento bajo carga cíclica que, presentaron falla por aplastamiento del concreto en compresión. Los ciclos de histéresis encontrados fueron, en general, estables, pero con poca capacidad de disipación de energía. Las derivas a las cuales se presentó la falla en los muros corresponden a valores entre 0.7% y 1.0%, con ductilidades entre el 45% y 51% de lo indicado por el código de diseño de referencia (ACI-318).

Su y Wong (2007) probaron 3 muros confinados (pero sin elementos de borde), bajo un protocolo de carga cíclica y condiciones de carga axial alta, con valores de $0.5f_cAg$ y $0.2f_cAg$; para el primer caso de carga axial, resultaron ciclos de histéresis con poca capacidad de disipación de energía, encontrando la falla a un valor de deriva de alrededor de 1%. En contraste, para $0.2f_cAg$ los ciclos de histéresis mostraron buena capacidad de disipación de energía y la falla correspondió a una deriva de 2%. En resumen, se encontró que valores altos de carga axial son perjudiciales en la respuesta de los muros en términos de disipación de energía, resistencia máxima, y capacidad de desplazamiento.

En general la respuesta estructural de los muros probados en los anteriores estudios es buena, especialmente para evaluaciones en el rango inelástico, excepto aquellos probados por Tasnimi (2000) y aquellos con carga axial alta probados por Su y Wong

(2007). Es importante notar que los muros probados en los anteriores estudios fueron generalmente escalados, por lo tanto, el espesor de los muros de los especímenes fue pequeño. En particular, los muros probados por Oesterle, Fiorato, Aristizabal-Ochoa et al (1980) tenían un espesor de 100mm, los muros probados por Lefas, Kotsovos y Ambraseys (1990) tenían espesores de 70mm, los muros probados por Tasnimi (2000) tenían espesores de 50mm, y los por Su y Wong (2007) tenían espesores de 80mm.

1.3.2. Resultados experimentales en muros estructurales delgados con detallado de acuerdo con la práctica colombiana

Arteta, Blandón, Bonett et al (2018) presentan resultados detallados de varios especímenes de muros delgados con espesores de 80mm y 100mm detallados de acuerdo con la práctica colombiana bajo pruebas cíclicas pseudo-estáticas o pseudo-dinámicas realizadas en los laboratorios de varias universidades colombianas. Los resultados más relevantes de tales experimentos se pueden resumir de la siguiente forma:

- La mayoría de los especímenes presentaron ciclos de histéresis estables hasta el punto de máximo desplazamiento, donde una falla súbita se encontró.
- El estado de falla en la mayoría de los especímenes se presentó cuando el concreto en compresión (en el alma, en aquellos muros con sección transversal en forma de "T") alcanzó su deformación máxima, consecuentemente aplastándose y desprendiéndose del resto del muro, llevando al pandeo lateral las barras de acero longitudinal extremas.
- Algunos especímenes presentaron deformaciones fuera del plano durante el protocolo de carga, de manera que se vio afectada la estabilidad de los ciclos de histéresis y se aceleró la consecución del estado de falla por aplastamiento y desprendimiento del concreto.
- Las demandas de deformación y curvatura tendieron a acumularse en la base de los muros.

- En general los muros presentaron una capacidad limitada de deformación lateral, quedando generalmente en un rango de rotación entre 0.8% y 1.0% con respecto a la base.

Los resultados en los muros portantes delgados, en comparación con los resultados en los muros mejor detallados probados por Oesterle, Fiorato, Aristizabal-Ochoa et al (1980), Lefas, Kotosos y Ambraseys (1990) o aquel con baja carga axial probado por Su y Wong (2007), muestran la limitada capacidad de deformación de los mismos, probablemente, debido a la ausencia de un área de concreto confinado que permite absorber deformaciones unitarias grandes (generalmente deformaciones unitarias mayores a $\epsilon_c=0.004-0.006$). Lo que es, sin duda, preocupante en el marco del diseño sismo-resistente propuesto por el reglamento NSR-10, en donde se asume (implícitamente debido al uso de coeficientes de capacidad de disipación de energía) que los componentes estructurales del sistema de resistencia sísmica deben ser capaces de incursionar en el rango inelástico con una buena capacidad de deformación y una buena capacidad de disipación de energía. Los resultados presentados por Arteta, Blandón, Bonett et al (2018) son consistentes con aquellos presentados por Tasnimi (2000), excepto que, en el último estudio las deformaciones fuera del plano en detrimento de la respuesta no se encontraron o no se reportaron.

Los resultados experimentales en muros portantes delgados consultados parecen confirmar que: la capacidad de deformación lateral de muros portantes delgados es limitada, el modo de falla en muros portantes delgados está generalmente dominando por el aplastamiento y posterior desprendimiento del concreto en las zonas de compresión, y que la posibilidad de deformaciones y pandeo por fuera del plano podrían revisarse en el momento de evaluar la capacidad de los muros.

1.4. Comportamiento de sistemas estructurales de muros portantes

El comportamiento de sistemas estructurales conformados por muros portantes ha sido ampliamente investigado (Paulay y Priestley, 1992; Moehle, 2015), desde el punto de vista de principios básicos y modelos numéricos. En general, para propósitos de diseño, se define un mecanismo de deformación deseado en la estructura para determinar la

demanda y diseñar los componentes estructurales que resisten las diferentes solicitaciones, y se determinan los detalles estructurales para asegurar que el mecanismo deseado se desarrolle de forma estable durante la respuesta ante un movimiento del terreno.

A continuación, se presentan de forma resumida los aspectos más importantes del proceso de diseño y del comportamiento esperado en edificaciones con muros portantes, con especial énfasis en los sistemas estructurales con muros delgados.

1.4.1. Mecanismos deseados

En muros estructurales esbeltos aislados, para propósitos de diseño sísmico, la principal fuente de disipación de energía debe ser la fluencia del acero en tensión durante la respuesta debida a la flexión en las regiones de rotulación plástica. Los modos de falla por cortante que se deben evitar durante la respuesta sísmica se definen como: fallas por compresión o tensión diagonal, inestabilidad lateral, deslizamiento en las juntas de construcción y fallas de cortante o adhesión alrededor de traslapes o anclajes, Figura 6.

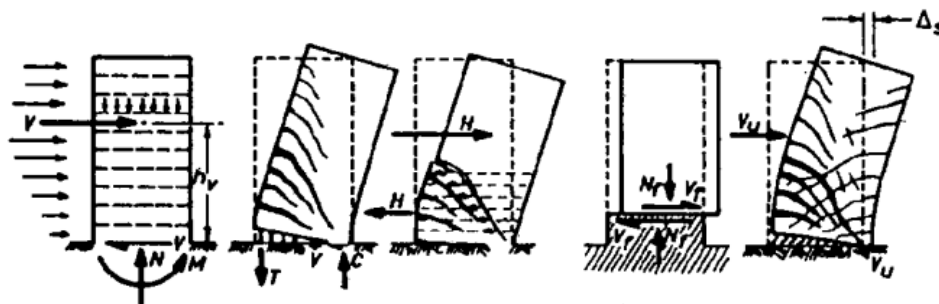


Figura 6. Modos de falla en muros estructurales (tomado de Paulay & Priestley, 1992)

El mecanismo de deformación deseado durante un movimiento fuerte del terreno para edificios de muros portantes depende del grado de acoplamiento que exista entre los muros que componen la estructura. Se asume que los muros esbeltos ($h_w/l_w > 2$) no acoplados funcionan como voladizos, y el mecanismo buscado contempla la formación de una rótula plástica en la base (generalmente) en donde las deformaciones inelásticas deben concentrarse, Figura 7.

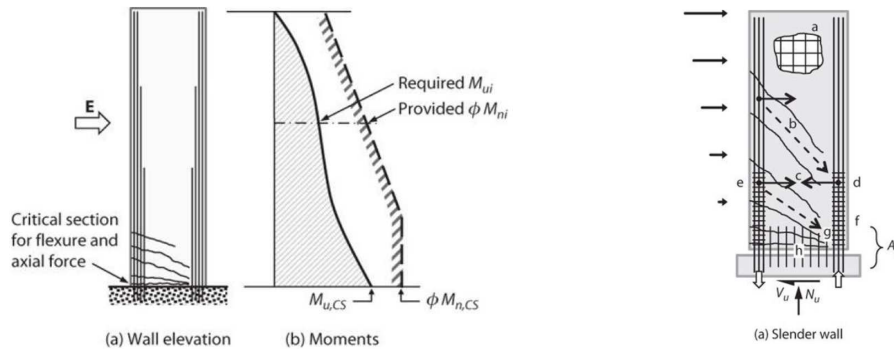


Figura 7. Mecanismo de respuesta deseado en muros esbeltos en voladizo (tomado de Moehle, 2015)

En muros esbeltos con aberturas (para puertas y/o ventanas) se genera un acoplamiento entre los segmentos separados de muro debido a la presencia de vigas o placas de vínculo. Si los elementos de vínculo corresponden a placas de espesor constante (generalmente de poco espesor), el acoplamiento será generalmente débil (i.e. los muros empiezan a comportarse como voladizos), y la disipación de energía no puede considerarse durante el diseño, incluso si los detalles especiales son provistos (Paulay & Priestley, 1992), Figura 8.

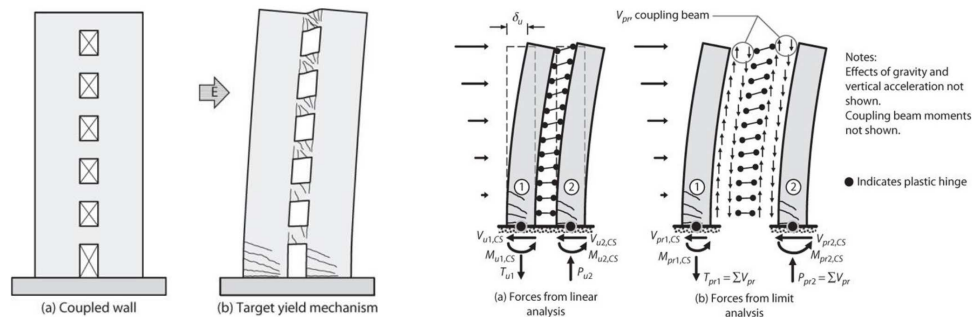


Figura 8. Mecanismo de respuesta deseado en muros esbeltos acoplados (tomado de Moehle, 2015)

Los muros estructurales también pueden ser bajos; estos muros presentan una relación de aspecto $h_w/l_w < 2.0$. Los edificios diseñados con esta clase de elementos son generalmente bastante robustos y rígidos, de manera que, desarrollan desplazamientos pequeños durante movimientos sísmicos con sus correspondientes bajas demandas de ductilidad. Sin embargo, las deformaciones inelásticas, incluso bajo demandas bajas de ductilidad, pueden considerarse en el diseño. En muros bajos, las deformaciones inelásticas se conforman por una

combinación de deformaciones por flexión (rótulas plásticas) y por cortante, siendo estas últimas de preponderancia en la respuesta sobre las primeras. Esto conlleva a consideraciones especiales en el diseño y en el detallado. Las consideraciones generales para el diseño de este tipo de elementos estructurales son dadas en la literatura técnica (Paulay y Priestley, 1992; Moehle, 2015), y no son indagadas debido a que los edificios del caso de estudio con muros portantes delgados funcionan, generalmente, como muros esbeltos en voladizo o con un bajo nivel de acoplamiento debido a las placas de entrepiso.

1.4.2. Demanda de diseño para flexión

En muros esbeltos no acoplados, la demanda para flexión para diseño obtenida del análisis estructural (por ejemplo, a partir de resultados de la aplicación del método de la fuerza horizontal equivalente) debe modificarse apropiadamente para asegurar que la rótula plástica se genere únicamente en la base del muro. La evidencia provista en extensa investigación analítica, resumida en Moehle (2015), muestra que, en edificios con sensibilidad a los modos altos de vibración, los perfiles de momento en la altura de los muros difieren significativamente de las envolventes obtenidas a partir de análisis elásticos estáticos o dinámicos. Incluso después de la formación de la rótula plástica en la base del muro, el cambio en las fuerzas inerciales en la altura del muro debido a la participación de los modos altos hace que los momentos sean más altos de lo esperado a partir del análisis elástico. Dependiendo de la irregularidad del edificio y de la importancia de los modos altos en este, es a veces imposible asegurar que la rotulación plástica tendrá lugar únicamente en la base, de manera que, otras secciones a lo largo del muro deben diseñarse para soportar demandas de deformación inelástica.

En edificios de altura moderada, se han presentado varias propuestas para alterar el perfil de momentos en el muro y asegurar el mecanismo de deformación deseado en la estructura, Figura 9.

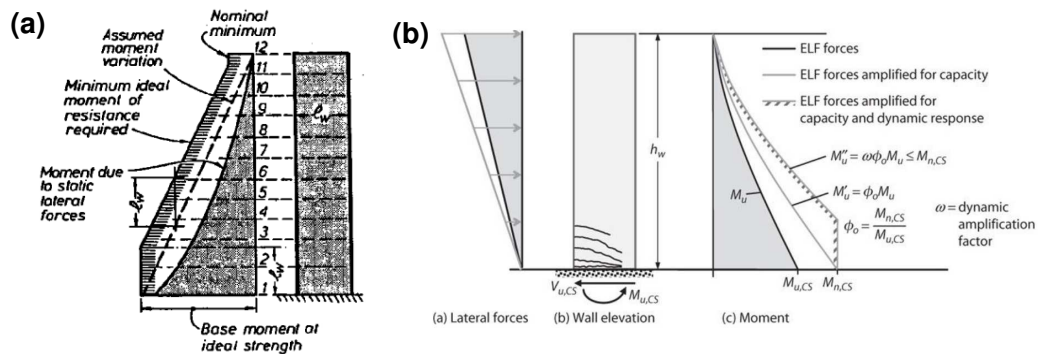


Figura 9. Perfil de momentos para diseño. (a) Propuesta de Paulay & Priestley (b) Propuesta de Moehle (tomados de Paulay & Priestley, 1992; Moehle, 2015)

Como se puede observar en la Figura 9 (a), Paulay & Priestley (1992) proponen que el muro se diseñe para un perfil de momentos en el cual el momento de sobre resistencia ($M_{n,CS}$ en la Figura 9 (b)) es tomado como constante por una altura igual a la longitud del muro l_w y después el perfil se complementa con una recta que une el momento de sobre resistencia en $h=l_w$ con un momento nominal en el extremo libre del muro (a veces tomado con un valor de cero). El momento de sobre resistencia es aquel valor máximo que se genera en la sección considerando el verdadero refuerzo provisto, el endurecimiento por deformación y la resistencia real de los materiales. En forma aproximada el momento de sobre resistencia está dado por la Ecuación 1-1.

$$M_{n,CS} = \frac{\lambda \cdot M_{u,CS}}{\phi} \quad (\text{Ec. 1-1})$$

En la Ecuación 1-1 $M_{u,CS}$ es el momento de diseño proveniente del análisis estructural, ϕ es el factor de resistencia a flexión y λ es un factor que toma en cuenta la sobre-resistencia por endurecimiento y propiedades reales de los materiales (valores recomendados para λ son dados en Paulay & Priestley, 1992). Obviamente $M_{n,CS}$ puede calcularse con más precisión usando herramientas para el análisis de secciones. Esto es particularmente importante en muros provistos con refuerzo mínimo, en los cuales $M_{n,CS}$ puede ser significativamente diferente a $M_{u,CS}$, y la implementación de la Ecuación 1-1 es insuficiente.

Por otro lado, Moehle (2015) propone multiplicar el perfil de momentos obtenido del análisis estructura por el coeficiente de sobre resistencia, ϕ_o , dado en la Ecuación 1-

2, y por el coeficiente de amplificación por modos altos, ω , para obtener el perfil de momentos de diseño M''_u , sin embargo, este último no debe ser mayor que $M_{n,CS}$. Esto se resume en la Ecuación 1-3.

$$\phi_0 = \frac{M_{n,CS}}{M_{u,CS}} \quad (\text{Ec. 1-2})$$

$$M''_u = \phi_0 \omega M_{u,CS} \leq M_{n,CS} \quad (\text{Ec. 1-3})$$

Aún existe una gran incertidumbre en cuanto al valor adecuado para ω , Moehle (2015) indica que un valor de 1.5 para este coeficiente se ha implementado en el pasado, pero hasta el momento no existen recomendaciones generales. Dependiendo de la forma y la magnitud del perfil de momentos resultante del análisis estructural, la propuesta de Moehle (2015) puede arrojar valores de momento más altos que la propuesta de Paulay & Priestley (1992). Debe notarse que niveles apropiados de conservatismo en la determinación de las acciones de diseño son justificados para asegurar que el mecanismo deseado (i.e. rótula plástica sólo en la base) sea el más probable en la estructura, debido a razones económicas y de comportamiento estructural (Paulay & Priestley, 1992).

1.4.3. Demanda de diseño para cortante

El perfil de cortantes en los muros obtenido del análisis elástico también debe ser modificado por los efectos de los modos altos y la sobre resistencia.

De acuerdo con Paulay & Priestley (1992), el cortante en la base se modifica con base en la Ecuación 1-4, en donde V_u es el cortante de diseño proveniente del análisis elástico, ϕ_0 está dado por la Ecuación 1-2, y ω por la Ecuación 1-5.

$$V'_u = \phi_0 \omega V_u \quad (\text{Ec. 1-4})$$

$$\omega = \begin{cases} 0.9 + \frac{n}{10} & \text{para } n \leq 6 \\ 1.2 + \frac{n}{30} < 1.8 & \text{para } n > 6 \end{cases} \quad (\text{Ec. 1-5})$$

En la Ecuación 1-5, n es el número de pisos. Adicionalmente, Moehle (2015) indica que ω puede tomarse de la Ecuación 1-6 si el cortante de diseño proviene de un análisis modal espectral elástico.

$$\omega = 1.2 + \frac{n}{50} \quad (\text{Ec. 1-6})$$

Aunque la Ecuación 1-5 corresponde únicamente al cortante en la base, Paulay & Priestley (1992) indican que puede utilizarse conservadoramente para cortantes alrededor de la altura del muro.

Moehle (2015) provee propuestas adicionales para modificar el perfil de cortantes de diseño, entre las que han mostrado un buen desempeño, la propuesta contenida en Eurocode-8 (CEN, 2005) es presentada en las Ecuaciones 1-7 y 1-8.

$$V'_{u,i} = \varepsilon V_{u,i} \quad (\text{Ec. 1-7})$$

$$\varepsilon = q \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd} M_{u,CS}}{q M_{n,CS}}\right)^2 + 0.1 \left(\frac{S_a(T_c)}{S_a(T_1)}\right)^2} > 1.5 \leq q \quad (\text{Ec. 1-8})$$

En la Ecuación 1-7, $V_{u,i}$ es el cortante proveniente del análisis estructural en el piso i , y en la Ecuación 1-8 q es el factor de modificación de respuesta (equivalente a R en NSR-10), γ_{Rd} es un factor que toma en cuenta el endurecimiento del acero, $S_a(T_c)$ es la máxima aceleración espectral del espectro de diseño y $S_a(T_1)$ es la aceleración espectral medida del espectro de diseño en el periodo fundamental de la estructura en una dirección dada.

Las Ecuaciones 1-7 y 1-8 son simplificaciones de la Ecuación 1-9, que considera que el único modo alto que modifica la respuesta es el segundo.

$$V'_{u,i,j} = \sqrt{\left(\frac{\phi_0 V_{E,1,j}}{R}\right)^2 + \sum_{i=2}^n (V_{E,i,j})^2} \quad (\text{Ec. 1-9})$$

En la Ecuación 1-9, $V_{E,i,j}$ es el cortante en el nivel j correspondiente al modo de vibración i proveniente de un análisis elástico, ϕ_0 es el coeficiente de sobre-resistencia y R es el coeficiente de capacidad de disipación de energía. Es claro que el primer término dentro de la raíz cuadrada en la Ecuación 1-9 corresponde al cortante de sobre resistencia proveniente de la respuesta por flexión del primer modo, mientras que el segundo término indica que para la demanda de cortante la contribución de los modos altos puede tomarse de la misma forma que en la estructura elástica. De acuerdo con Moehle (2015), la Ecuación 1-9 predice

demandas de cortante más cercanas a las predicciones obtenidas de análisis dinámicos cronológicos inelásticos.

Moehle (2015) también nota que varios códigos de diseño, en específico, ACI-318 (2019) y ASCE-7 (2010) no consideran amplificación de los cortantes de diseño. Para compensar por estos efectos, estos códigos modifican los coeficientes de resistencia en las regiones críticas de rotulación plástica.

1.4.4. Resistencia a flexión y carga axial

De acuerdo con Paulay & Priestley (1992) y Moehle (2015), la resistencia a flexión y carga axial en muros esbeltos puede ser apropiadamente calculada utilizando análisis de secciones e implementando las suposiciones usuales para respuesta en flexión, a saber, secciones planas permanecen planas después de la deformación, y adhesión perfecta entre el concreto y el acero de refuerzo. Por lo tanto, la resistencia de un muro estructural esbelto puede calcularse asumiendo una variación lineal de las deformaciones en la sección crítica, como se muestra en la Figura 10.

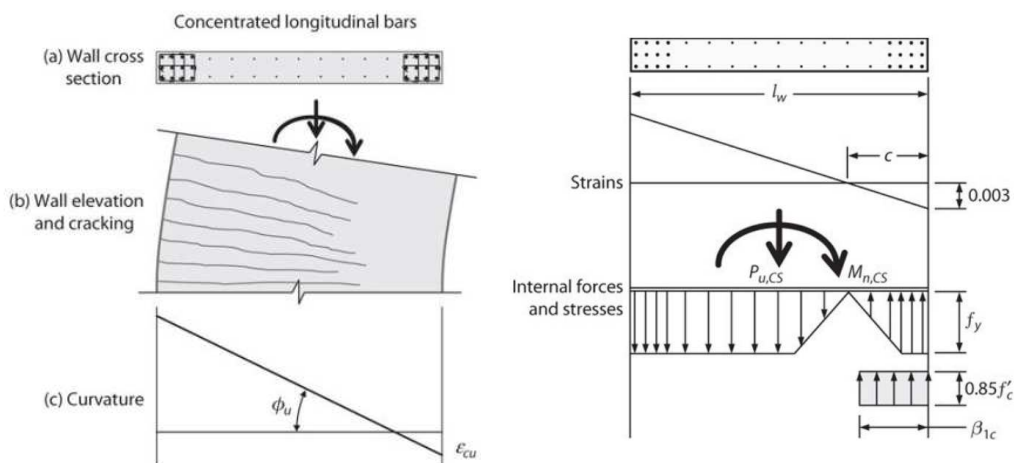


Figura 10. Resistencia a flexión y carga axial en muros estructurales esbeltos (tomado de Moehle, 2015)

Provisto que los modos de falla no deseados, descritos anteriormente, sean evitados (proveyendo el refuerzo para cortante adecuado, limitando el esfuerzo cortante promedio e implementando los espesores adecuados para evitar inestabilidad lateral), los muros estructurales pueden detallarse para proveer una buena

capacidad de deformación y disipación de energía frente a cargas cíclicas. Los resultados experimentales consultados anteriormente proveen evidencia empírica de tal comportamiento.

1.4.5. Resistencia a cortante

Como se ha mencionado anteriormente, para asegurar que el mecanismo de disipación de energía deseado se desarrolle de una forma estable, se deben evitar los modos de falla relacionados con deficiencias en cortante. Al respecto, NSR-10 indica que la resistencia nominal a cortante en elementos de concreto estructural está dado por las Ecuaciones 1-10 a 1-12.

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{Ec. 1-10})$$

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (\text{Ec. 1-11})$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (\text{Ec. 1-12})$$

En las Ecuaciones 1-10 a 1-12, V_n es la resistencia nominal a cortante; V_c es la resistencia provista por el concreto; $\frac{N_u}{14A_g}$ debe estar dado en MPa; $\lambda = 1$ para concreto de peso normal; A_v , f_{yt} y s son el área de acero dispuesta para refuerzo a cortante, el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo y su separación, respectivamente; b_w es el ancho del muro y $d = 0.8l_w$ de acuerdo con las recomendaciones de Paulay & Priestley (1992) y ACI-318 (2019).

De acuerdo con ACI-318 (2019) y el reglamento NSR-10 en los requisitos para diseño sismorresistente consignados en el capítulo C-21, la resistencia nominal a cortante está dada por la Ecuación 1-13.

$$V_n = A_w \left(\alpha_i \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_h f_{yt} \right) \quad (\text{Ec. 1-13})$$

$$A_w = b_w l_w \quad (\text{Ec. 1-14})$$

$$\rho_h = \frac{A_v}{s b_w} \quad (\text{Ec. 1-15})$$

Los parámetros adicionales para la Ecuación 1-13 son dados en las Ecuaciones 1-14 y 1-15. En la Ecuación 1-13, $\alpha_i = 0.17$ y $\lambda = 1$.

Recientemente, Carrillo & Alcocer (2013) desarrollaron un modelo de resistencia a cortante para muros delgados reforzados con malla electrosoldada. De acuerdo con estos autores, la resistencia nominal a cortante está dada por la Ecuaciones 1-15 y 1-17.

$$V_n = (\alpha_1 \sqrt{f'_c} + \eta_h \rho_h f_{yt}) A_w \leq \alpha_2 \sqrt{f'_c} A_w \quad (\text{Ec. 1-16})$$

$$\alpha_1 = 0.21 - 0.02 \left(\frac{M}{V \cdot l_w} \right) \quad (\text{Ec. 1-17})$$

En la Ecuación 1-16, $\eta_h = 0.7$ para refuerzo con malla electrosoldada y $\alpha_2 = 0.4$. La Ecuación 1-16 podría ser más adecuada para muros delgados diseñados y construidos en el contexto colombiano, sin embargo, los autores recalcan las siguientes limitaciones producto del programa experimental con el que fue derivada: i) la ecuación fue calibrada en especímenes de casas de 1 y 2 pisos; ii) la ecuación funciona mejor para muros con una luz de cortante $\left(\frac{M}{V \cdot l_w} \right)$ aproximadamente igual a 2; iii) la ecuación fue calibrada en especímenes prismáticos; iv) la respuesta de los especímenes fue dominada por deformaciones de cortante; v) el concreto de los especímenes cubrió resistencias (f'_c) entre 15MPa y 25MPa; y, finalmente; v) los especímenes presentaban un esfuerzo axial debido a carga gravitacional entre $0.03f'_c$ y $0.25f'_c$. A pesar de estas restricciones, es una alternativa interesante para la evaluación de la resistencia a cortante en muros portantes delgados diseñados en el contexto colombiano.

1.4.6. Requisitos de confinamiento

En general, los detalles especiales para confinamiento deben proveerse en muros estructurales en todas las zonas en donde las deformaciones de compresión en el concreto mayores a $\epsilon_c = 0.004$ sean esperadas bajo el sismo de diseño. Paulay & Priestley (1992) proveen varios diagramas de diseño para determinar el área confinada necesaria en secciones de muros en compresión en función de la demanda estimada de ductilidad y varios parámetros geométricos (i.e. la relación de aspecto h_w/l_w y la relación de esbeltez h_p/b_w , donde h_p es la altura libre entre pisos).

Paulay & Priestly (1992) y Moehle (2015) también indican que los requisitos de confinamiento están altamente correlacionados con la necesidad de evitar el pandeo del refuerzo longitudinal durante las inversiones del sentido de la carga sísmica y la inestabilidad lateral de los muros. En general, se concluye, que en muros rectangulares sometidos a demandas de desplazamiento que conlleven una ductilidad mayor o igual a aproximadamente 2, la implementación de elementos de borde confinados es inevitable.

Moehle & Wallace (1992) investigaron las razones del buen desempeño de edificios de muros portantes en Chile después del sismo de Viña del Mar en 1986 (magnitud superficial de 7.8). Entre las características de los muros construidos en el momento en Chile se rescata que: los muros tenían espesores uniformes de 20cm, no presentaban elementos de borde para confinamiento del concreto, y la relación del área de muros respecto al área total del piso en una dirección dada estaba entre 5% y 6%.

Moehle & Wallace (1992) concluyen que es posible evitar la construcción de elementos de borde en muros rectangulares bajo ciertas simplificaciones para calcular la demanda sísmica y la capacidad de desplazamiento de los muros, si: i) la demanda sísmica es menor a 1% de la deriva total (desplazamiento de la cubierta sobre la altura total); ii) se dispone de acero adicional en los extremos del muro; iii) la relación de aspecto (h_w/l_w) de los muros es menor a 5; iv) el área de muros sobre el área de piso en una dirección dada es mayor a 1.5%; y, v) la carga axial en los muros es menor a $0.1f_c A_g$ bajo el sismo de diseño. Debe recalarse que las conclusiones del anterior estudio están limitadas a muros con 2 filas de refuerzo longitudinal y de un espesor adecuado para evitar inestabilidad lateral.

Otros autores (Balkaya & Kalkan, 2003; 2004) han estudiado la respuesta sísmica de edificaciones construidas con muros portantes con un sistema industrializado similar al colombiano en Turquía, debido a su buen desempeño durante los sismos de Koaceli ($M_w=7.4$, donde M_w es la magnitud del momento del sismo) y Duzce ($M_w=7.1$) en 1999. Sus resultados indican que tales estructuras tienen un comportamiento adecuado debido a su gran rigidez y resistencia, especialmente las de pocos pisos. Aunque el espesor de los muros de estos edificios también es

pequeño (12cm), debido a una configuración modular en planta, el área total de los muros en estos edificios es en general similar a la dispuesta en las configuraciones típicas colombianas (como se presentó en la sección 1.1.2.3), teniendo un valor con respecto al área total de piso en promedio de 2.13% en la dirección larga y de 3.06% en la dirección corta.

Por su parte, Yuskel & Kalkan (2008), investigaron analítica y experimentalmente el mecanismo de falla cuando se provee únicamente refuerzo longitudinal mínimo en los muros. encontraron que: debido a la configuración en planta de la estructura se generó un acoplamiento fuerte entre los muros externos y un modo de falla por tensión axial pura en el que se desarrolló la ruptura del acero longitudinal en las juntas de construcción una vez se superó la resistencia a tensión del concreto. Los autores concluyen que en los muros de gran longitud y con refuerzo longitudinal mínimo, es posible que se genere una falla súbita por ruptura del acero longitudinal en las zonas de tensión al superarse el momento de fisuración. Esto se debe a que en los especímenes investigados el momento de fisuración tuvo un valor más alto que el momento nominal de fluencia.

Como se discute en Arteta, Blandón, Bonett et al (2018), en la práctica colombiana, observaciones como las realizadas por Moehle & Wallace (1992) o Balkaya & Kalkan (2003, 2004) han sido extrapoladas por fuera de sus limitaciones iniciales y configuraciones típicas estudiadas, sin evidencia empírica fuerte que demuestre que pueden extenderse sin comprometer el buen comportamiento de los edificios bajo movimientos sísmicos.

Capítulo II

2. Marco Teórico

2.1. Introducción

En este capítulo se presentan; las disposiciones de diseño para muros estructurales contenidas en la normatividad vigente colombiana y otros códigos internacionales, las características más importantes de los análisis tipo empuje lateral (pushover) y los algoritmos de varios procedimientos estáticos no-lineales, relevantes para este estudio, para determinar la respuesta estructural bajo demanda sísmica, las propuestas más comunes para el cálculo de R_0 , y también se presentan y discuten los resultados de estudios previos para su estimación.

2.2. Especificaciones de diseño NSR-10

A continuación, las especificaciones de diseño más relevantes contenidas en la normatividad colombiana (e internacional) vigente para el desarrollo de este estudio.

2.2.1. Movimientos sísmicos y coeficientes básicos de capacidad de disipación de energía

2.2.1.1. *Espectros de Diseño*

Los espectros (curvas) de diseño suavizados contenidos en el reglamento NSR-10 representan la demanda sísmica esperada sobre la estructura correspondiente a su localización y a las condiciones locales de suelo para un periodo de retorno promedio determinado de 475 años. En la forma funcional de los espectros de diseño propuesta, S_a , representa la aceleración, Figura 11.

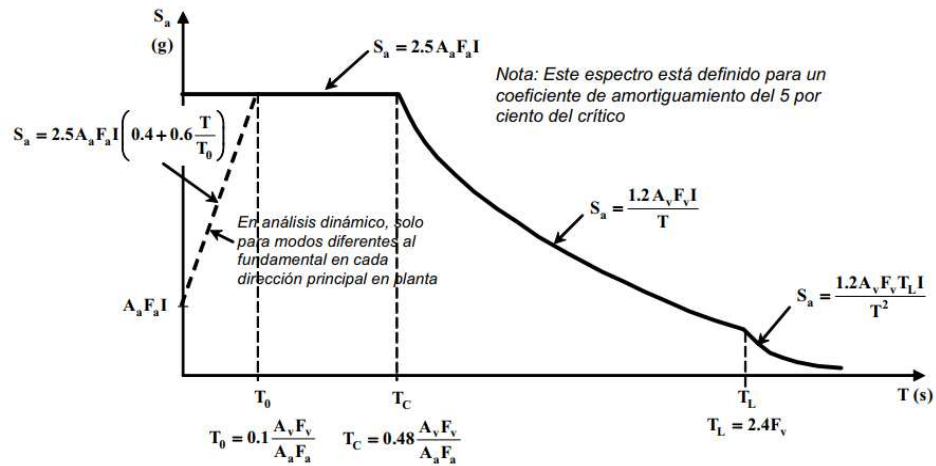


Figura 11. Espectro de aceleraciones de diseño según NSR-10 (tomado de NSR-10)

2.2.1.2. Coeficiente básico de capacidad de disipación de energía R_0

El coeficiente básico de capacidad de disipación de energía R_0 es, en gran medida, la base del diseño sísmico propuesto por NSR-10. En esencia, su implementación supone directamente, que la estructura bajo diseño presentará una respuesta inelástica proporcional al R_0 empleado; esta suposición es rara vez comprobada en la práctica, y se convierte en un hecho implícito en lugar de una suposición que puede probarse durante o después del proceso de diseño.

El valor de R_0 depende del sistema estructural que conforma la edificación, el material de construcción y la capacidad de disipación de energía que se quiere proveer a la estructura con base en la zona de amenaza sísmica en la cual se localiza: capacidad mínima de disipación de energía (DMI), capacidad moderada de disipación de energía (DMO) o capacidad especial de disipación de energía (DES).

2.2.2. Provisiones para el diseño de muros estructurales de concreto reforzado

Los requisitos mínimos para el diseño de muros estructurales de concreto reforzado son presentados en NSR-10 capítulo C.14. La Tabla 1 presenta un resumen de los requisitos de cuantía mínima para acero vertical (ρ_l), cuantía mínima de acero horizontal (ρ_h), separación máxima del refuerzo vertical (s_v), separación máxima del refuerzo horizontal (s_h) y el número mínimo de capas de refuerzo (N_{CR}).

Tabla 1. Cantidades mínimas de refuerzo para muros de carga en concreto reforzado según NSR-10

Requisitos Mínimos	
$\rho_{l,min}$	0.0012 si $d_b \leq 16\text{mm}$ (#5) o malla electrosoldada
	0.0015 si $d_b > 16\text{mm}$
$\rho_{h,min}$	0.0020 si $d_b \leq 16\text{mm}$ (#5) o malla electrosoldada
	0.0025 si $d_b > 16\text{mm}$
s_x	mín($3t_w, 450\text{mm}$)
s_y	mín($3t_w, 450\text{mm}$)
N_{CR}	2 si $t_w \geq 250\text{mm}$
	2 si $V_u > 0.17A_{cv}\lambda\sqrt{f_c}$

En la Tabla 1 d_b se refiere al diámetro de la barra de refuerzo, t_w al espesor del muro bajo consideración, V_u al cortante último de diseño, A_{cv} al área de la sección transversal del muro, λ es el coeficiente que considera el peso del concreto ($\lambda=1$ para concreto de peso normal) y f_c se refiere a la resistencia a la compresión características del concreto.

Los requisitos para diseño sismorresistente están contenidos en NSR-10 en el capítulo C.21.4 para DMO y en el capítulo C.21.9 para DES. Y los elementos de borde se deben proveer en el muro cuando se cumple la relación expresada en la Ecuación 2-1.

$$c \geq \frac{l_w}{600(\gamma \delta_u / h_w)} \quad (\text{Ec. 2-1})$$

En donde c es la profundidad del eje neutro medida cuando la sección alcanza el momento nominal resistente, l_w es la longitud del muro, δ_u es el desplazamiento de diseño, h_w es la altura total del muro desde la base (δ_u/h_w no debe tomarse menor que 0.007) y $\gamma = 1$ para el caso general colombiano. El capítulo C.21.9.6.3 señala que, como alternativa a la Ecuación 2-1, los elementos de borde deben proveerse en el muro si el esfuerzo de compresión en el extremo del muro es mayor a $0.2f_c$ para combinaciones de carga con solicitaciones sísmicas, de otra forma, se pueden evitar. En caso de que los elementos de borde deban proveerse en el muro, el refuerzo transversal en el elemento de borde debe cumplir con los requisitos de la Ecuación 2-2.

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} \geq 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (\text{Ec. 2-2})$$

Los requisitos contenidos en NSR-10 buscan que, bajo acciones sísmicas similares a las demandas de diseño, la rotulación plástica se presente en la base del muro y que tal rótula tenga un comportamiento estable con un daño distribuido en una longitud considerable ($\sim l_w$).

2.2.2.1. Provisiones especiales para muros delgados

No existen requisitos especiales para muros delgados dentro las especificaciones de NSR-10. En la práctica, si se quieren implementar muros delgados reforzados con malla electrosoldada sin elementos de borde, se verifica que el esfuerzo máximo de compresión en el extremo del muro sea menor a $0.2f'_c$ bajo cargas sísmicas de diseño. Si se quiere implementar muros delgados reforzados con una sola capa de refuerzo en malla electrosoldada, se verifica que el cortante último no sobrepase el valor dado en la Tabla 1. Sin embargo, los muros con espesores de incluso 12cm son usualmente reforzados con 2 capas de refuerzo de malla electrosoldada.

2.2.3. Provisiones contenidas en otros códigos de diseño

2.2.3.1. ACI-318-19

Los requisitos del Reglamento NSR-10 tienen como base los contenidos en ACI-318-08, sin embargo, las especificaciones de ACI son actualizadas periódicamente y, en este documento se discuten las diferencias encontradas con respecto al código ACI-318-19.

En primera instancia, en ACI-318-19 $\gamma = 1.5$ y δ_u/h_w no debe ser menor que 0.005, el primer requisito resulta más conservador que el indicado en NSR-10, en cambio, el segundo es menos conservador; aunque los dos efectos se

balancean, los requisitos de ACI-318-19 tienden a ser más exigentes que los contenidos en NSR-10 para la Ecuación 2-1.

En segunda instancia, la verificación de esfuerzos de compresión en el extremo del muro se mantiene igual, pero en el caso de requerirse elementos de borde, ACI-318-19 tiene requerimientos adicionales para la conformación de este, especialmente en la separación horizontal de ganchos adicionales. De la misma forma, ACI-318-19 exige que la cantidad de acero transversal de confinamiento sea el mayor entre la Ecuación 2-2 y la Ecuación 2-3.

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} \geq 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (\text{Ec. 2-3})$$

En la Ecuación 2-3, A_g y A_{ch} son el área total del elemento de borde (incluyendo recubrimiento) y el área del núcleo confinado respectivamente. La ecuación 2-3 busca asegurar que para ciertas configuraciones geométricas (e.g. donde el espesor del concreto confinado sea significativo), se disponga de una cantidad adecuada de acero de confinamiento.

Finalmente, ACI-381-19 exige que para los extremos en compresión el ancho del muro (b_w) sea mayor o igual $h_u/16$, donde h_u es la longitud no arriostrada en compresión del muro en cuestión. Este último requerimiento busca evitar el pandeo lateral fuera del plano del muro bajo cargas significativas de compresión en el elemento de borde.

2.2.3.2. Requisitos del código de diseño del Perú

Como se menciona en Arteta, Blandón, Bonett et al. (2018), el código de diseño sismorresistente peruano hace mención explícita de los muros de espesor reducido reforzados con una sola capa de refuerzo en los cuales se prescinde del uso de elementos de borde. Tal sistema estructural se denomina en esa normatividad como Edificios de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL).

Entre las particularidades encontradas en esta normativa, se rescata que el sistema EMDL es permitido en todas las zonas de amenaza sísmica con una

altura máxima de ocho (8) pisos excepto para grupos de uso importantes o esenciales. La implementación de mallas electrosoldadas como refuerzo principal es permitida para edificios de hasta 3 pisos o en los 2/3 superiores del edificio. El coeficiente básico de capacidad de disipación de energía tiene un valor $R_0=4$ y la deriva máxima de piso permitida tiene un valor de 0.5%.

El espesor mínimo de los elementos debe ser de 150mm con un recubrimiento de 25mm y se deben disponer los elementos de borde cuando así lo dicte la Ecuación 2-1 con los mismos valores recomendados para la norma colombiana o cuando el esfuerzo máximo de compresión en el extremo del muro supere $0.2f_c$, también, existen requerimientos especiales para la conformación del elemento de borde en caso de que sean necesarios.

Como se puede observar, el código peruano tiene requisitos específicos para el diseño y construcción de edificaciones con muros delgados reforzados con malla electrosoldada, que no se incluyen en la normatividad vigente colombiana. Tales requisitos parecen razonables para las condiciones de comportamiento esperadas en la construcción con este tipo de elementos, y podrían evaluarse para considerarse en Colombia.

2.3. Método de análisis de empuje lateral (pushover) y procedimientos estáticos no-lineales

A continuación, se presenta el resumen de los aspectos más importantes encontrados en la revisión de la literatura con respecto a la aplicación de métodos de empuje lateral de plastificación progresiva y su implementación en los procedimientos estáticos no-lineales.

2.3.1. Factores de reducción espectral – relaciones R- μ -T

Antes de describir las particularidades de los análisis de empuje lateral y de los procedimientos estáticos no-lineales, es pertinente describir las denominadas relaciones R- μ -T (Chopra, 2014), que son expresiones simplificadas que relacionan la ductilidad de desplazamiento (μ) encontrada en un sistema inelástico de 1GDL

con su correspondiente factor de reducción de fuerza R como función del periodo de vibración del sistema de 1 GDL T. Los anteriores términos se explican con ayuda de la Figura 12.

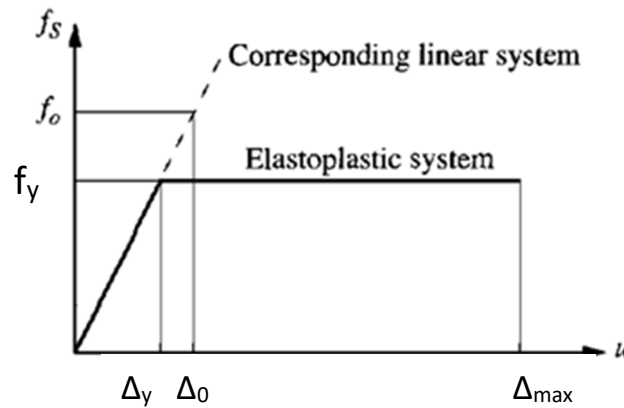


Figura 12. Respuesta idealizada de un sistema de 1 GDL inelástico ante un movimiento del terreno (tomado de Chopra, 2014)

El sistema de 1 GDL inelástico mostrado en la Figura (tomado como un comportamiento elástico-perfectamente-plástico (EPP) para derivar las expresiones en Ecuaciones 2-4 a 2-8) es caracterizado por F_y y Δ_y , la fuerza resistente de fluencia y desplazamiento de fluencia, respectivamente, y su rigidez inicial dada por la Ecuación 2-4, y el periodo inicial está dado por la Ecuación 2-5, donde m es la masa del sistema de 1 GDL.

$$K = \frac{F_y}{\Delta_y} \quad (\text{Ec. 2-4})$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}} \quad (\text{Ec. 2-5})$$

Bajo movimientos sísmicos el sistema de 1 GDL inelástico puede experimentar demandas de desplazamiento mayores al desplazamiento de fluencia, Δ_{max} en la Figura 12. La ductilidad (μ) del sistema de 1 GDL inelástico está dada por la Ecuación 2-6.

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (\text{Ec. 2-6})$$

El sistema de 1 GDL elástico correspondiente es aquel que tiene la rigidez (K) y el periodo (T) iguales a aquellos iniciales del sistema inelástico. La respuesta del sistema de 1 GDL elástico correspondiente bajo el mismo movimiento del terreno impuesto sobre el sistema inelástico está dada por F_0 y Δ_0 , donde F_0 es la máxima fuerza generada en el sistema de 1 GDL elástico durante la excitación sísmica y Δ_0 es la máxima demanda de desplazamiento. Bajo estas condiciones, el factor R está dado por la Ecuación 2-7 y la relación entre los desplazamientos del sistema inelástico y los del sistema elástico está dada por la Ecuación 2-8.

$$R = \frac{F_0}{F_y} \quad (\text{Ec. 2-7})$$

$$C_\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_0} \quad (\text{Ec. 2-8})$$

Es claro entonces, que los valores de R y μ son particulares para un movimiento del terreno dado, y dependen también del periodo inicial de la estructura (T). Las relaciones R - μ - T buscan simplificar el problema impuesto por las Ecuaciones 2-4 a 2-8. Varias propuestas se han realizado a través de los años en diferentes investigaciones, y a continuación se presentan las que se consideraron más relevantes para el desarrollo de este trabajo. Sólo se presentan las relaciones que proveen R como función de la ductilidad μ y el periodo T . Para las formas funcionales de las relaciones inversas, el lector puede dirigirse a la literatura específica.

2.3.1.1. Propuesta de Newmark & Hall (1982)

La propuesta de Newmark & Hall (1982), que es una de las pioneras y de las más simples, ecuación 2-9.

$$R = \begin{cases} 1 & \text{para } T < T_a \\ \sqrt{\mu - 1} & \text{para } T_b \leq T \leq T_{c'} \\ \mu & \text{para } T > T_{c'} \end{cases} \quad (\text{Ec. 2-9})$$

En la Ecuación 2-9, T_a , T_b y $T_{c'}$ son los periodos característicos del espectro de Newmark-Hall (Chopra, 2014). En este estudio se asume que $T_a = T_b = T_0$ y $T_{c'} = T_c$, donde T_0 y T_c son los periodos característicos del NSR-10 que indican el inicio y el final de la zona del espectro con aceleraciones constantes.

2.3.1.2. Propuesta de Nassar & Krawinkler (1991)

La propuesta de Nassar & Krawinkler (1991) proviene de la regresión estadística de resultados numéricos de sistemas de 1 GDL inelásticos sometidos a un grupo de acelerogramas consistentes con un espectro de diseño suavizado, Ecuaciones 2-10 y 2-11.

$$R = (c(\mu - 1) + 1)^{1/c} \quad (\text{Ec. 2-10})$$

$$c = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (\text{Ec. 2-11})$$

Los coeficientes a y b dependen del factor de endurecimiento (α), definido como la rigidez pos-fluencia sobre la rigidez inicial, lo que indica que la propuesta de Nassar & Krawinkler puede usarse para sistemas bilineales con endurecimiento pos-fluencia. Los valores de a y b se resumen en la Tabla 2.

Tabla 2. Valores de los coeficientes a y b para la relación R - μ - T de Nassar y Krawinkler

α	a	B
0%	1	0.42
2%	1.01	0.37
10%	0.8	0.29

2.3.1.3. Propuesta de Miranda (1993)

La propuesta de Miranda (1993) proviene de la regresión estadística de los datos de respuesta de una cantidad significativa de sistemas de 1 GDL inelásticos bajo movimientos del terreno, en los que se hizo un esfuerzo para separar la respuesta dependiendo del tipo de suelo donde se presentó el evento sísmico. Según esta propuesta, el factor de reducción de fuerza está dado por la Ecuación 2-12, donde el factor Φ está dado por Ecuación 2-13 para roca, la Ecuación 2-14 para suelo aluvial y la Ecuación 2-15 para suelo blando.

$$R = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \geq 1 \quad (\text{Ec. 2-12})$$

$$\Phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp \left[-\frac{3}{2} \left(\ln(T) - \frac{3}{5} \right)^2 \right] \quad (\text{Ec. 2-13})$$

$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp \left[-2 \left(\ln(T) - \frac{1}{5} \right)^2 \right] \quad (\text{Ec. 2-14})$$

$$\Phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp \left[-2 \left(\ln \left(\frac{T}{T_g} \right) - \frac{1}{4} \right)^2 \right] \quad (\text{Ec. 2-15})$$

En la Ecuación 2-15, T_g es el periodo predominante del movimiento del terreno definido como el periodo en el cual la velocidad relativa es máxima en todo el rango de periodos.

2.3.1.4. Propuesta de Vidic, Fajfar & Fischinger (1994)

La propuesta de Vidic, Fajfar & Fischinger (1994) también proviene de la regresión de una gran cantidad de datos de la respuesta de un número significativo de sistemas de 1 GDL inelásticos bajo movimientos del terreno. El factor de reducción de fuerza está dado por la ecuación 2-16 donde $T_{c'}$ está dado por Ecuación 2-17, en donde T_c puede tomarse como el periodo característico del espectro de aceleraciones de NSR-10 que marca el final de la zona de aceleraciones constantes.

$$R = \begin{cases} c_1(\mu - 1)^{c_R} \frac{T}{T_{c'}} + 1 & \text{para } T \leq T_{c'} \\ c_1(\mu - 1)^{c_R} + 1 & \text{para } T > T_{c'} \end{cases} \quad (\text{Ec. 2-16})$$

$$T_{c'} = c_2 \mu^{c_T} T_c \quad (\text{Ec. 2-17})$$

Para un sistema bilineal con amortiguamiento proporcional a la masa (suposición usual), los siguientes valores para los coeficientes en las ecuaciones 2-16 y 2-17 son recomendados: $c_1 = 1.35$, $c_R = 0.95$, $c_2 = 0.75$ y $c_T = 0.20$.

2.3.1.5. Propuesta de Fajfar (1999)

La propuesta de Fajfar (1999) es una simplificación práctica de la propuesta anterior (Vidic, Fajfar & Fischinger, 1994), en donde el factor de reducción de fuerza puede calcularse con la ecuación 2-18.

$$R = \begin{cases} (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 & \text{para } T \leq T_c \\ \mu & \text{para } T > T_c \end{cases} \quad (\text{Ec. 2-18})$$

En la Ecuación 2-18, T_c es el periodo característico del espectro de NSR-10 en el cual finaliza la zona de aceleraciones constantes.

2.3.1.6. Propuesta de Chopra & Chintanapakdee (2004)

Chopra & Chintanapakdee (2004) calibraron ecuaciones para el cálculo de la relación entre desplazamientos del sistema inelástico y el sistema elástico correspondiente (Ecuación 2-8) para sistemas de 1 GDL inelásticos bilineales con endurecimiento pos-fluencia. La expresión recomendada es mostrada en la ecuación 2-19. El coeficiente L_μ en la ecuación 2-20, y en la Ecuación 2-20, α es el factor de endurecimiento.

$$C_\mu = 1 + \left[(L_\mu - 1)^{-1} + \left(\frac{a}{\mu^b} + c \right) \left(\frac{T}{T_c} \right)^d \right]^{-1} \quad (\text{Ec. 2-19})$$

$$L_\mu = \frac{\mu}{1 + (\mu - 1)^\alpha} \quad (\text{Ec. 2-20})$$

Una vez el factor C_μ es calculado con la Ecuación 2-19, y recordando la ecuación 2-8, el desplazamiento máximo del sistema elástico correspondiente está dado por la ecuación 2-21:

$$\Delta_0 = \frac{\Delta_{max}}{C_\mu} \quad (\text{Ec. 2-21})$$

El factor de reducción de fuerza es entonces calculado con la ecuación 2-22.

$$R = \frac{F_0}{F_y} = \frac{\Delta_0}{\Delta_y} \quad (\text{Ec. 2-22})$$

Los siguientes valores son recomendados para los coeficientes de la Ecuación 1-36: $a = 105$, $b = 2.3$, $c = 1.9$ y $d = 1.7$.

2.3.2. Método de análisis del empuje lateral (*pushover*)

El método de análisis de empuje lateral (conocido como método *pushover*, por su denominación en inglés) o método de la plastificación progresiva, es una herramienta simplificada para estimar el comportamiento de estructuras de múltiples GDL cuando incursionan en el rango inelástico de la respuesta (Elnashai, 2001).

Los análisis tipo *pushover* generalmente están bien equipados para someter a la estructura bajo investigación a desplazamientos laterales, por lo tanto, se usa en la ingeniería sísmica para el diseño y evaluación de estructuras que responden en el rango no-lineal. En su forma más básica, el análisis *pushover* aplica incrementalmente un patrón invariable de cargas sobre la estructura hasta que se alcanza un desplazamiento objetivo en un nodo de control o el análisis termina debido a inestabilidad. La idea fundamental del análisis se presenta en la Figura 26.

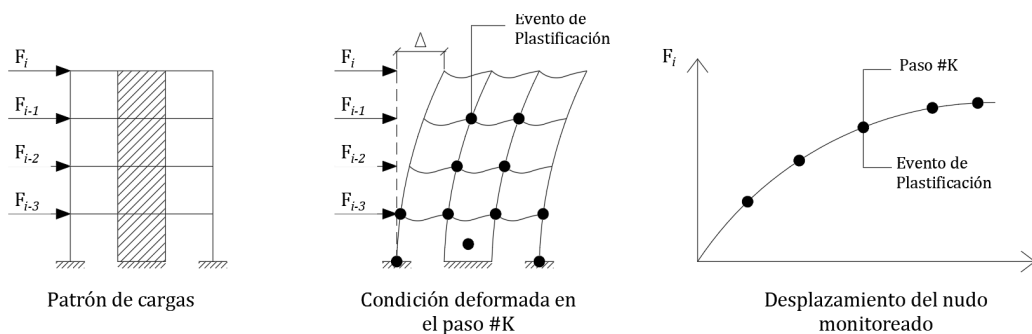


Figura 13. Aplicación y resultados del análisis *pushover*, elaboración propia

Como se ve en la Figura 13, a la estructura afectada por cargas gravitacionales se le aplica un patrón de cargas laterales. Este patrón es incrementado monotónicamente mientras los eventos de plastificación son encontrados en la estructura. En cada paso del análisis, la estructura tiene una condición deformada que está en equilibrio con la carga externa, y la rigidez de la estructura tiende a cambiar, generalmente disminuyendo conforme se aumentan los desplazamientos laterales debido a los eventos de plastificación en los componentes individuales.

La Figura 13 muestra también el resultado más útil de los análisis *pushover*, la denominada curva de capacidad. La curva de capacidad es una colección de puntos que corresponden al cortante en la base y al desplazamiento del nodo de control en cada paso del análisis. El nodo de control del análisis para edificios es generalmente

el centro de masas en la cubierta, aunque no hay razón a priori para no elegir otro nodo. La curva de capacidad es un resultado importante ya que muestra el cortante real (o al menos una buena aproximación) que desarrolla la estructura, y al mismo tiempo una medida de la capacidad de desplazamiento lateral de la estructura. Estos resultados son importantes porque en muchos casos resultan significativamente diferentes a los valores supuestos y/o calculados durante la etapa de diseño.

El análisis *pushover* genera información sobre la estructura, que los análisis elásticos (estáticos, modales o dinámicos) no están en capacidad para reportar; entre ellos (Krawinkler & Seneviratna, 1998): i) estimaciones realistas de solicitaciones en elementos potencialmente frágiles; ii) estimaciones de demandas de deformación inelástica en elementos que respondan en este rango; iii) comportamiento global de la resistencia de la estructura y las consecuencias de posibles pérdidas de resistencia en componentes individuales; iv) identificación de componentes y/o regiones críticas donde las deformaciones inelásticas se acumulen; v) estimaciones realistas de derivas de piso; y, vi) estimaciones realistas de la fuerza transmitida a la estructura de cimentación.

A pesar de las ventajas del análisis *pushover* sobre los análisis elásticos convencionales, existen varios problemas, inherentes en la formulación del método, que limitan su precisión, entre ellas (Antoniou & Pinho, 2004a):

- El patrón invariante de carga lateral no rastrea los cambios de rigidez en la estructura.
- El patrón invariante de carga lateral generalmente restringe la acumulación de demandas no lineales en una cantidad limitada de elementos estructurales, mientras que en la estructura real éstas demandas se distribuyen en otros elementos, que el análisis no captura.
- La consideración de un único patrón de cargas laterales impide la consideración y el aporte de modos altos de vibración.

Estas debilidades del procedimiento conllevan a reconocer que este tipo de análisis está mejor situado para la evaluación de estructuras: i) dominadas por el primer modo (o modo fundamental) de vibración, y, ii) estructuras regulares en las cuales

el sistema de cargas laterales está bien definido y las demandas de deformación inelásticas están (o al menos se esperan) distribuidas en ciertos elementos estructurales bien identificados.

Las ventajas, limitaciones y dificultades de la implementación de diferentes métodos *pushover* con diferentes herramientas de cálculo se han explorado en investigaciones previas (e.g. Pietra, 2008; González, 2014), y el lector es referido a estos trabajos para una discusión más profunda al respecto.

2.3.3. Procedimientos estáticos no-lineales

Los procedimientos estáticos no lineales (NSP, por su sigla en inglés '*Nonlinear Static Procedures*') son métodos simplificados para determinar la respuesta sísmica en estructuras de múltiples GDL bajo un movimiento del terreno dado, se basan en los resultados de análisis tipo pushover. Vale la pena resaltar esta sutil pero importante diferencia; el análisis tipo pushover por sí solo no está equipado para brindar la respuesta de la estructura bajo un sismo en particular, ya que la demanda de desplazamiento sobre la estructura generalmente no es conocida antes de realizar el análisis. Para determinar hasta qué punto se debe realizar el análisis pushover (i.e. hasta que valor de desplazamiento se debe empujar el nodo de control), se implementan los NSP. NSPs.

A continuación, se presentan las particularidades y sugerencias para la implementación de NSP relevantes para esta investigación.

2.3.3.1. Recomendaciones para construir la curva de capacidad bilineal

Como se mencionó anteriormente, la curva de capacidad real proveniente del análisis pushover, que en general es una curva suavizada, que debe transformarse en una relación simplificada bilineal. De acuerdo con FEMA-273 (FEMA, 1997) la curva bilineal se construye de tal forma que la rigidez efectiva de la estructura (K_e) sea tomada como la rigidez secante al 60% de la fuerza de fluencia identificada en la curva de capacidad real (V_y), la curva bilineal se

complementa de tal forma que se ajuste bien a la curva real, la Figura 14 ejemplifica el procedimiento de acuerdo con FEMA-273.

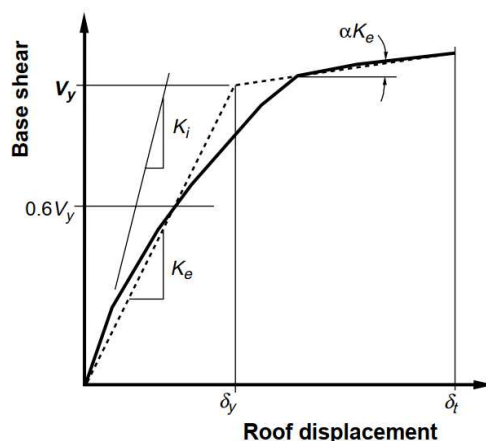


Figura 14. Construcción de la curva de capacidad bilineal de acuerdo con FEMA-273 (tomado de FEMA-273)

Las provisiones de FEMA-273 son más bien vagas para la definición de la curva de capacidad bilineal, puesto que, el procedimiento yace en una inspección visual para medir la coincidencia entre la curva real y la idealizada. Tratando de superar esta subjetividad, FEMA-356 (FEMA, 2000) propone lo siguiente: las gráficas de la curva de capacidad real y la curva bilineal también se ajusten con un procedimiento gráfico iterativo en el cual las áreas bajo de la curva real y la curva simplificada deben ser aproximadamente iguales. Sin embargo, a pesar de que se presentan más especificaciones que limitan de cierta manera la subjetividad en la construcción de la curva de capacidad bilineal, el procedimiento propuesto por FEMA-356 es, sin embargo, iterativo y depende de inspección visual.

Durante al análisis de sus casos de estudio en edificios con muros portantes delgados, Arteta, Blandón, Bonett et al (2018) observaron que una simplificación bilineal de la curva de capacidad ignora una gran porción de la respuesta en las estructuras analizadas.

2.3.3.2. Método de los coeficientes de desplazamiento

El método de los coeficientes es uno de los pioneros y uno de los más simplificados para estimar la demanda de desplazamiento bajo un sismo determinado usando resultados del análisis pushover, adicionalmente, el método de los coeficientes es actualmente incluido en el reglamento colombiano NSR-10 en el apéndice A-3 como método alternativo de análisis.

El método de los coeficientes también está contenido en los documentos FEMA-273 y FEMA-356, sin embargo, con ligeras modificaciones en el cálculo del desplazamiento objetivo. El lector es referido a los anteriores documentos para una presentación más profunda de estas alternativas del método de los coeficientes.

2.3.3.3. Método del espectro de capacidad

El método del espectro de capacidad (ATC, 1996; Freeman, 1998; FEMA, 2005) o CSM (por su sigla en inglés, 'Capacity Spectru Method'), es una alternativa para la estimación simplificada de la respuesta sísmica de estructuras de múltiples GDL bajo carga sísmica con los resultados del análisis pushover. El método está basado en la transformación de la curva de capacidad en un sistema de 1 GDL equivalente, la estimación aproximada de la demanda sísmica en este sistema, y la transformación de esta última en una demanda de desplazamiento en el nodo de control de la estructura.

De acuerdo con el CSM, el sistema de 1 GDL equivalente, se determina a partir de un espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento ADRS (por su sigla en inglés '*Acceleration-Displacement Response Spectra*') mediante las ecuaciones 2-28 y 2-29, en donde $S_{d,cap}$ y $S_{a,cap}$ son el desplazamiento y la aceleración del sistema equivalente, Δ_{NC} y V_b son el desplazamiento y el cortante en la base obtenidos de la curva de capacidad bilineal, Γ es el factor de participación correspondiente al patrón de carga lateral, ϕ_{NC} es la amplitud del patrón lateral de fuerzas en el nodo de control, W es el peso sísmico total y M^*

es el porcentaje de masa que participa en la respuesta que corresponde al patrón de cargas laterales con respecto a la masa sísmica total, ecuación 2-30.

$$S_{d,s dof} = \frac{\Delta_{NC}}{\Gamma \cdot \phi_{NC}} \quad (\text{Ec. 2-28})$$

$$S_{a,s dof} = \frac{V_b/W}{M^*} \quad (\text{Ec. 2-29})$$

$$M^* = \left(\frac{(\{\phi\}^T [M] \{1\})^2}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \right) / M_T \quad (\text{Ec. 2-30})$$

En la Ecuación 2-30, M_T es la masa sísmica total, $\{\phi\}$ es el patrón de cargas laterales impuesto sobre la estructura, $[M]$ es la matriz diagonal de la masa sísmica acumulada en cada nivel de la estructura. Así mismo, la curva de demanda se transforma a coordenadas $(S_{a,s dof}; S_{d,s dof})$ mediante la ecuación 2-31, donde $S_{d,y,s dof}$ y $S_{a,y,s dof}$ son el desplazamiento de fluencia y la aceleración de fluencia del sistema de 1 GDL equivalente.

$$S_{d,s dof} = \frac{T^2 S_{a,s dof}}{(2\pi)^2} \quad (\text{Ec. 2-31})$$

Se hace una primera estimación del punto de comportamiento (d_{pi}) con base en el principio de los desplazamientos iguales, se traza la curva bilineal hasta el punto estimado y se calculan; la rigidez post-elástica (α), la ductilidad (μ), el factor de reducción de la curva de demanda (B), el periodo efectivo (T_{eff}) y el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) con las ecuaciones 2-32, 2-33, 2-34, 2-35 y 2-36 respectivamente.

$$\alpha = \frac{\left[\frac{a_p - a_y}{d_p - d_y} \right]}{\frac{a_y}{d_y}} \quad (\text{Ec. 2-32})$$

$$\mu = \frac{d_p}{d_y} > 1 \quad (\text{Ec. 2-33})$$

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} \quad (\text{Ec. 2-34})$$

$$T_{eff} = \{0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1\}T_i \quad \text{si } 1.0 < \mu < 4.0 \quad (\text{Ec. 2-35a})$$

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1)]T_i \quad \text{si } 4.0 \leq \mu \leq 6.5 \quad (\text{Ec. 2-35b})$$

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{\mu - 1}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_i \quad \text{si } \mu > 6.5 \quad (\text{Ec. 2-35c})$$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad \text{si } 1.0 < \mu < 4.0 \quad (\text{Ec. 2-36a})$$

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 \quad \text{si } 4.0 \leq \mu \leq 6.5 \quad (\text{Ec. 2-36b})$$

$$\beta_{eff} = 19 \left[\sqrt{\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \left(\frac{T_{eff}}{T_i} \right)^2} \right] + \beta_0 \quad \text{si } \mu > 6.5 \quad (\text{Ec. 2-36c})$$

El punto en donde (T_{eff}) que representa la estructura degradada, se cruza con la curva de demanda reducida, representa el punto de comportamiento (d_{pi+1}) ; se realiza un proceso iterativo hasta que los valores de d_{pi+1} y d_{pi} difieran en un valor menor o igual a 5%. Una vez el procedimiento converge, el desplazamiento objetivo en el nodo de control de la estructura de múltiples GDL $(\Delta_{NC,obj})$ se calcula con la ecuación 2-36.

$$\Delta_{NC,obj} = \Gamma \cdot \phi_{NC} \cdot d_{p,obj,sdof} \quad (\text{Ec. 2-36})$$

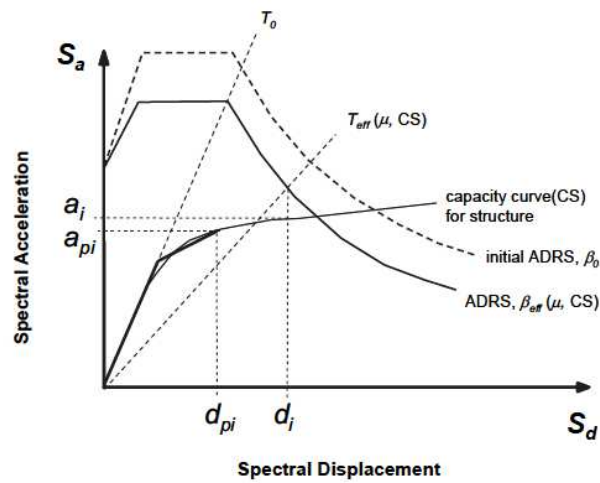


Figura 15. Determinación del máximo desplazamiento efectivo (tomado de FEMA, 2005)

Posteriormente, el análisis pushover se realiza hasta que el nodo de control alcanza el desplazamiento objetivo y se obtienen las demandas sísmicas de interés del análisis en este punto.

2.3.3.4. Otros métodos

Otros métodos basados en el modo fundamental de vibración incluyen el método N2 (Fajfar, 2000; CEN, 2005) que está incluido en las guías de diseño sísmico del Euro-código. Para tratar de mejorar las predicciones de la respuesta sísmica en estructuras irregulares y/o con sensibilidad a los modos altos utilizando este tipo de análisis simplificados, varios autores han propuesto modificaciones, extensiones o métodos NSP que incorporan otros algoritmos y suposiciones.

Aunque estos métodos son, en principio, más acertados, están por fuera del alcance de la investigación realizada en este trabajo. Además, como se ha mencionado anteriormente, para las estructuras investigadas en este documento, los métodos más simples son apropiados.

2.4. Estimación del coeficiente básico de capacidad de disipación de energía (R_0).

A continuación, se presentan varias propuestas para el cálculo R_0 , encontradas en la literatura técnica a partir de resultados de análisis pushover, también se resumen los hallazgos más importantes de las investigaciones previas enfocadas en la calibración de los parámetros relacionados.

2.4.1. Propuesta de Uang (1991)

Los parámetros requeridos para la definición de R_0 según la propuesta de Uang (1991), están indicados en la Figura 16.

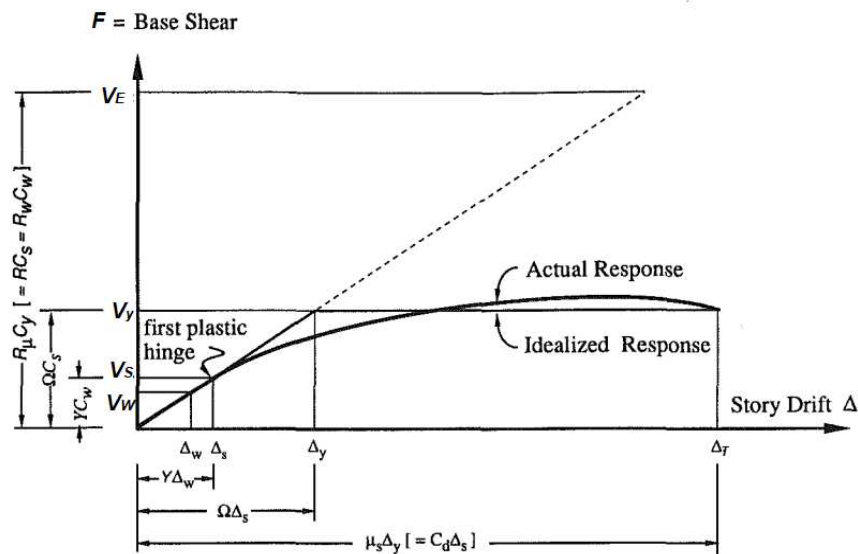


Figura 16. Parámetros para la definición de R_0 según Uang (1991) (adaptado de Uang, 1991)

En la Figura 16, la curva de capacidad mostrada proviene de un análisis pushover. De acuerdo con Uang (1991), R_0 está dado por la Ecuación 2-37.

$$R_0 = R_\mu \Omega_0 \quad (\text{Ec. 2-37})$$

En la Ecuación 2-37, R_μ es la fracción R_0 en relación con la ductilidad en la respuesta inelástica de la estructura, y Ω_0 corresponde al coeficiente de sobre-resistencia. La ductilidad de la estructura, con respecto al punto en el desplazamiento objetivo (Δ_T) (que puede ser el punto de desempeño ante una carga sísmica dada, o determinado a partir del alcance de un parámetro de desempeño determinado, por ejemplo, la obtención de cierto valor de deriva máxima de piso) está dada por la Ecuación 2-38.

$$\mu = \frac{\Delta_T}{\Delta_y} \quad (\text{Ec. 2-38})$$

El factor de reducción de fuerza producto de la ductilidad R_μ estaría dado entonces por la relación R- μ -T (Sección 2.3.1) más apropiada para la estructura bajo investigación. Para estructuras dúctiles, con periodos de vibración iniciales de duración moderada y alta, y cuya curva de capacidad bilineal puede ser descrita con un modelo EPP, R_μ está generalmente dado por la Ecuación 2-39.

$$R_\mu = \mu = \frac{V_E}{V_y} \quad (\text{Ec. 2-39})$$

Donde V_E es el cortante máximo generado si la estructura tuviera comportamiento elástico y V_y es el cortante de fluencia de la curva de capacidad idealizada. Sin embargo, estas condiciones no siempre se cumplen y es necesario implementar las relaciones R- μ -T discutidas anteriormente. El coeficiente de sobre-resistencia Ω_0 está dado por la Ecuación 2-40, donde V_s es el valor de cortante en la curva de capacidad en el cual se presenta la “primera fluencia significativa”, generalmente relacionada con la primera fluencia en la sección crítica de un componente estructural o la aparición de la primera rótula plástica.

$$\Omega_0 = \frac{V_y}{V_s} \quad (\text{Ec. 2-40})$$

2.4.2. Propuesta de Uang (1991)

Los parámetros más relevantes para la definición de R_0 de acuerdo con Whittaker, Hart & Rojahn (1999) son presentados en la Figura 17, y la ecuación 2-41.

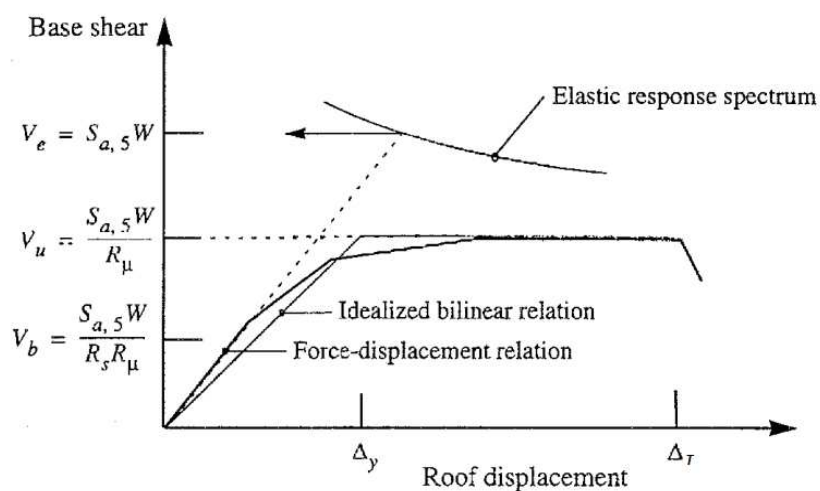


Figura 17. Parámetros para la definición de R_0 según Whittaker, Hart & Rojahn (1999) (tomado de Whittaker, Hart & Rojahn, 1999)

$$R_0 = R_\mu R_s R_R \quad (\text{Ec. 2-41})$$

En la Ecuación 2-41, R_μ es el factor relacionado con la ductilidad y R_s es el factor de sobre-resistencia dependientes del periodo estructural, y R_R es un factor relacionado con la redundancia del sistema. R_μ se calcula a partir de una representación de un sistema de 1 GDL equivalente de la curva de capacidad con la relación R- μ -T apropiada, y la ductilidad está dada por la Ecuación 2-38. El coeficiente de sobre-resistencia está definido en la Ecuación 2-42, donde V_u es el cortante máximo de la curva de capacidad idealizada, que en el modelo EPP, es igual al cortante de fluencia, y, V_d es el cortante de diseño de la estructura.

$$R_s = \frac{V_u}{V_d} \quad (\text{Ec. 2-42})$$

Hay una sutil pero importante diferencia entre la propuesta de Uang (1991) y la propuesta de Whittaker, Hart & Rojahn (1999). Asumiendo por el momento que las curvas de capacidad idealizadas se pueden modelar como sistemas EPP y tienen la misma fuerza de fluencia (i.e. $V_u = V_y$), en la propuesta de Uang Ω_0 está relacionado con el cortante en la aparición de la primera rótula plástica, mientras que, en la propuesta de Whittaker, Hart & Rojahn, R_s está relacionado con el cortante de diseño.

Una de las suposiciones del diseño basado en las fuerzas es que, tras la aplicación de coeficientes de capacidad de disipación de energía, la fluencia de la estructura está bien definida y se presenta aproximadamente al mismo tiempo en todos los elementos estructurales. Como se discute en Priestley (2003) y Priestley, Calvi & Kowalsky (2007), esta suposición está lejos de ser realista, y en general, la fluencia en los componentes estructurales no se presentará simultáneamente. Al mismo tiempo, en los elementos con refuerzo mínimo y procedimientos conservadores de diseño, el cortante de diseño puede ser diferente al cortante en la aparición de la primera rótula plástica.

Las observaciones anteriores indican, en consecuencia, que los valores de R_0 calculados con las dos alternativas presentadas en general serán diferentes (incluso si tienen el mismo valor de R_μ), debido que los coeficientes de sobre-resistencia calculados con una alternativa o con la otra no tendrán el mismo valor.

Finalmente, Whittaker, Hart & Rojahn (1999) relacionan el factor relacionado con la redundancia de la estructura con el número de líneas de resistencia sísmica efectiva en planta en una dirección dada (e.g. número de pórticos planos con resistencia sísmica en una dirección en un edificio de pórticos resistentes a momentos).

2.4.3. Propuesta de ATC-19 (1995)

La propuesta consignada en ATC-19 (1995) conserva las mismas definiciones y requerimientos expuestos en la propuesta de Whittaker, Hart & Rojahn (1999), por lo tanto, en esta propuesta las Ecuaciones 2-41 y 2-42 son aplicables.

Sin embargo, ATC-19 habla sobre un cuarto componente clave para el cálculo de R_0 , R_ξ , relacionado con el amortiguamiento del sistema. Tal componente es empleado para estructuras que incorporan dispositivos especiales de amortiguamiento suplemental y/o disipadores de energía, y varios valores son propuestos dependiendo del valor de amortiguamiento viscoso que obtiene la estructura con la inclusión de tales dispositivos. Para el caso de estructuras sin dispositivos especiales $R_\xi = 1$.

No obstante, como se explica en ATC-19, este cuarto factor fue excluido de la definición de R_0 (Ecuación 2-41) debido principalmente a dos razones: i) Los edificios sobre-amortiguados (con dispositivos especiales) son bastante efectivos al reducir las demandas de desplazamiento, pero dependiendo de la configuración y cantidad de dispositivos, las demandas de cortante en la base pueden llegar a ser altas, especialmente para edificios con una gran cantidad de amortiguamiento añadido; y, ii) en edificios que incorporan amortiguadores como elementos de amortiguamiento suplemental. La demanda de fuerza en estos dispositivos, y por lo tanto del cortante sísmico en la base, depende de los componentes de velocidad del movimiento sísmico, lo que hace que el parámetro sea difícil de calibrar para propósitos generales.

2.4.4. Estudios previos en la evaluación (R_0)

Balkaya & Kalkan (2004) evaluaron el valor de R_0 en un edificio de 5 pisos construido con un sistema industrializado muy similar al empleado en Colombia para la construcción de edificios con muros delgados. Emplearon la propuesta de Uang (1991) para el cálculo del coeficiente bajo la demanda sísmica impuesta por el estándar de diseño de Turquía. Para su caso de estudio encontraron un R_0 con valor de 4, con un coeficiente de sobre-resistencia correspondiente a 2. El valor de R_0 es menor (~67%) que aquel sugerido por el estándar de diseño de referencia.

Zafar (2009) generó curvas de capacidad dinámicas utilizando Análisis Dinámico Incremental (Vamvatsikos y Cornell, 2002) para un conjunto pórticos resistentes a momentos diseñados para el contexto de Pakistán. De los resultados de las curvas de capacidad dinámicas en este estudio se definió el R_0 como el cociente entre la aceleración pico del terreno que produjo inestabilidad lateral en las estructuras sobre la aceleración pico del terreno que produce fluencia en la curva de capacidad dinámica. Bajo este esquema los valores de R_0 obtenidos corresponden en promedio al 80% del valor de diseño.

Izadinia, Rahgozar & Mohammadrezaei (2012) utilizaron la propuesta de Uang (1991) para calcular R_0 en una serie de pórticos de acero resistentes a momentos implementando análisis pushover convencionales y adaptativos. Su investigación concluye que los valores de R_0 calculados con análisis pushover adaptativos difieren en promedio un 16% de sus contrapartes calculados con análisis pushover convencional, en los dos los valores son menores al R_0 de diseño.

Mondal, Ghosh & Reddy (2013) evaluaron R_0 en 4 pórticos de concreto resistentes a momentos diseñados con el estándar de la India implementando la propuesta de Whittaker, Hart & Rojahn (1999). Se definieron dos estados límite para determinar el desplazamiento objetivo en la curva de capacidad, uno basado en derivas máximas permitidas y el otro basado en rotaciones máximas permitidas en los elementos estructurales, en donde los desplazamientos relacionados con el primer estado límite resultaron sistemáticamente menores. Los valores de R_0 para el primer

estado son cercanos, aunque menores (~85%) que el coeficiente usado en diseño. Para el segundo estado límite R_0 es mayor que el usado en diseño (~1.45 veces).

Louzai & Abed (2015) implementaron la propuesta de Whittaker, Hart & Rojahn (1999) para estimar R_0 en pórticos de concreto resistentes a momentos diseñados para cumplir con el código de diseño de Algeria. Los valores se calcularon a partir de curvas de capacidad construidas con análisis pushover convencional e IDA. El desplazamiento objetivo en la curva de capacidad se determinó, generalmente, como aquel en el que se desarrolló un mecanismo inelástico de falla. Sus resultados indican que R_0 es ligeramente menor al indicado en el estándar de diseño (~85% para el que presenta la menor congruencia). Adicionalmente, los valores de R_0 calculados con IDA no difieren significativamente de aquellos calculados con análisis pushover.

En el contexto nacional, Ardila (2016) estimó R_0 en edificios con sistema estructural combinado diseñados con NSR-10 implementando la propuesta de Uang (1991). El desplazamiento objetivo en la curva de capacidad se calculó con el método CSM. Bajo este esquema, el R_0 estimado corresponde en promedio al 48%, 57% y 75% del valor recomendado en la normativa para zonas de amenaza sísmica alta, media y baja, respectivamente.

Murillo (2017) estimó R_0 en edificios con sistema estructural de pórticos resistentes a momentos diseñados con NSR-10 implementado también la propuesta de Uang (1991). El desplazamiento objetivo en la curva de capacidad se calculó, al igual que Ardila (2016), con el método CSM. Sus resultados indican que R_0 corresponde en promedio a 50% de valor recomendado en la normativa.

Finalmente, Arteta, Blandón, Bonett et al (2018) estimaron R_0 en sus casos de estudio de edificios con muros portantes delgados con base en resultados de análisis pushover implementando la propuesta de Uang (1991). El desplazamiento objetivo en la curva de capacidad se determinó como aquel en el que se presenta 20% de pérdida de resistencia en el cortante en la base con respecto al cortante máximo generado. Sus resultados indican que R_0 tiene valores en promedio iguales

a 1.5, 3.8 y 5.0 para edificios de 5, 10 y 15 pisos, respectivamente, correspondiendo al 30%, 76% y 100% del valor indicado en la normatividad.

Adicionalmente, los mismos autores recomiendan, con base en sus hallazgos, modificaciones en la normatividad vigente, incluyendo un límite de deriva de piso máxima de 0.5% y los coeficientes para diseño sísmico resumidos en la Tabla 3.

Tabla 3. Recomendados para la actualización de NSR-10 propuestos por Arteta, Blandón, Bonett et al (2018)

		Altura máxima según zona de amenaza sísmica		
R_0	Ω_0	Alta	Media	Baja
3	2.5	≤12m	≤20m	≤24m

Tabla 4. Lineamientos de NSR-10 para los valores de R_0

Sistema de Resistencia para Cargas Verticales y Horizontales	R_0	Ω_0	Zona de Amenaza Sísmica					
			Alta		Intermedia		Baja	
			Uso permint	Alt. Máx.	Uso permint	Alt. Máx.	Uso permint	Alt. Máx.
Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	5	2.5	sí	50 m	sí	Sin límite	sí	Sin límite
Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	4	2.5	No se permite		sí	50 m	sí	Sin límite
Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	2.5	2.5	No se permite		No se permite		sí	50 m

Es percibido a partir del estudio de la literatura que, como se esperaba después de las observaciones hechas anteriormente, existen diferencias cuando se implementan las propuestas de Uang (1991) o Whittaker, Hart & Rojahn (1999) para la estimación de los coeficientes de disipación de energía. En general cuando se implementa la primera las diferencias con respecto al código son más pronunciadas, mientras que cuando se implementa la segunda, las diferencias entre los coeficientes calculados y las recomendaciones de diseño son pequeñas.

Capítulo III

3. Metodología

3.1. Introducción

Con base en la práctica colombiana para el diseño de edificaciones de concreto reforzado con sistema de resistencia sísmica de muros de carga delgados, se establecieron las siguientes variables de estudio; un total de doce edificios con tres niveles diferentes de altura, 6, 12 y 20 pisos, y con una única configuración arquitectónica en planta, localizados en niveles de amenaza sísmica intermedia y alta que corresponden a las zonas en las que más se construye en el país, y cimentadas sobre dos de los tipos de suelo más comunes en las ciudades de Colombia, tipo C y D.

Inicialmente, los edificios se diseñaron con base en los requisitos del reglamento NSR-10; posteriormente, se evaluó su respuesta frente a cargas laterales mediante un análisis de plastificación progresiva pushover, y a partir de los resultados obtenidos, se construyeron curvas de capacidad. Con el fin de estimar la demanda sísmica, se utilizó el método del espectro de capacidad y a partir de los resultados se estimaron los valores del coeficiente básico de capacidad de disipación de energía R_0 , los coeficientes de sobre resistencia Ω_0 , los mecanismos de falla y los parámetros sísmicos como: derivas, cortantes y desplazamientos en el punto de desempeño.

3.2. Caso de Estudio

Los doce edificios se ubican en cuatro ciudades del territorio nacional, y dada la zona de amenaza sísmica, se detallaron para capacidad moderada de disipación de energía DMO y capacidad especial de disipación de energía DES. Estas características generales se resumen en la Tabla 5.

Tabla 5. Identificación y características generales de las edificaciones del caso de estudio

Edificio	Ciudad	No. Pisos	Altura total [m]	Zona de amenaza sísmica	R_0	Ω_0	Capacidad de disipación de energía	Tipo Suelo	Codificación
Edificio 1	Cajicá	6	14.4	Intermedia	4	2.5	DMO	C	DMO-C
Edificio 2	Ibagué	6	14.4	Intermedia	4	2.5	DMO	D	DMO-D
Edificio 3	Bucaramanga	6	14.4	Alta	5	2.5	DES	C	DES-C
Edificio 4	Villavicencio	6	14.4	Alta	5	2.5	DES	D	DES-D
Edificio 5	Cajicá	12	28.8	Intermedia	4	2.5	DMO	C	DMO-C
Edificio 6	Ibagué	12	28.8	Intermedia	4	2.5	DMO	D	DMO-D
Edificio 7	Bucaramanga	12	28.8	Alta	5	2.5	DES	C	DES-C
Edificio 8	Villavicencio	12	28.8	Alta	5	2.5	DES	D	DES-D
Edificio 9	Cajicá	20	48	Intermedia	4	2.5	DMO	C	DMO-C
Edificio 10	Ibagué	20	48	Intermedia	4	2.5	DMO	D	DMO-D
Edificio 11	Bucaramanga	20	48	Alta	5	2.5	DES	C	DES-C
Edificio 12	Villavicencio	20	48	Alta	5	2.5	DES	D	DES-D

3.2.1. Proyecto arquitectónico

Todos los edificios del caso de estudio pertenecen al grupo de uso *I* Estructuras de ocupación normal, con un coeficiente de importancia de $I = 1$. La planta arquitectónica general se presenta en la Figura 18.

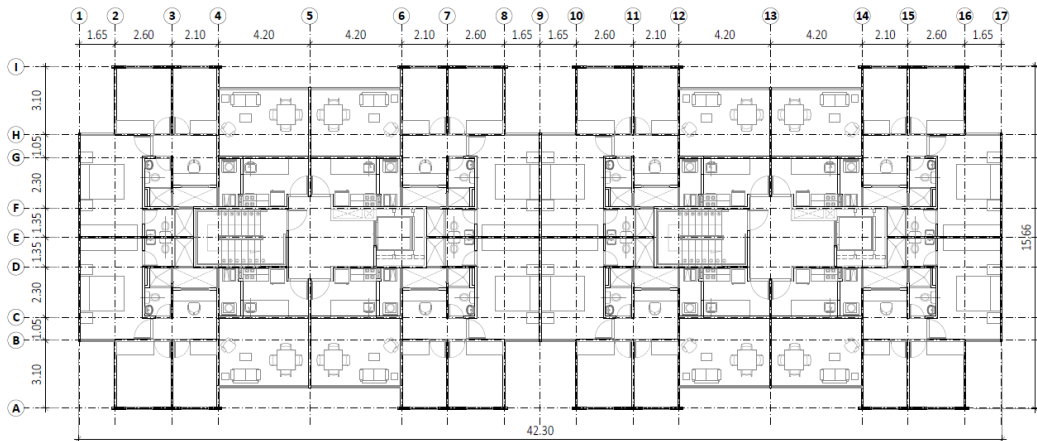


Figura 18. Planta arquitectónica general (común para todos los edificios)

3.2.2. Tipificación de los muros estructurales

La estructura de los edificios se compone de placas de entrepiso de espesor constante, de 10cm de acuerdo con la práctica usual y muros estructurales que se localizan de acuerdo con las especificaciones de la configuración arquitectónica. El espesor de los muros difiere en cada uno de los edificios y se basa en el cumplimiento de los requisitos generales de resistencia, esfuerzos y bajo las condiciones de servicio y condiciones del sismo de diseño estipuladas en NSR-10.

Como resultado se tienen 20 tipos de muros, entre los cuales, los muros MT01 a MT08 resisten el cortante sísmico en la dirección longitudinal, y los muros MT09 a MT20 resisten el cortante sísmico en el sentido transversal, Figura 19.

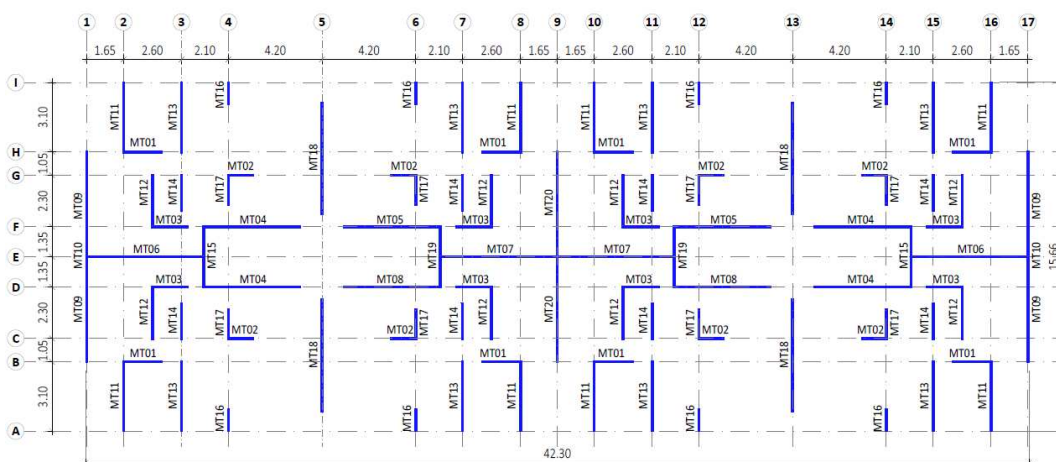


Figura 19. Localización general Y TIPIFICACIÓN de Muros

3.2.3. Características generales del caso de estudio

3.2.3.1. Altura típica de piso

Para todos los edificios, la altura entre niveles de placas se definió de 2.40m y la altura libre de 2.30m.

3.2.3.2. Configuración en planta

En planta, la dimensión en la dirección longitudinal es de 42.30m y la dimensión en el sentido transversal es de 15.66m, lo que resulta en una relación de aspecto en planta de ~2.7. Esto indica que el edificio puede clasificarse como rectangular según los lineamientos propuestos en Arteta, Blandón, Bonett et al (2018).

3.2.3.3. Altura de los edificios

Según la información presentada en la sección 1.2.2.2 de este documento, 8 edificios son intermedios y 4 son altos. No obstante, para los propósitos de este documento, los edificios con 6 pisos se consideran bajos.

3.2.3.4. Geometría de los muros estructurales

El espesor de los muros está entre los valores de 10 cm, 12cm, 15cm, 20cm y 25cm, y se mantiene constante a lo largo de toda su altura, Tabla 6.

Tabla 6. Geometría de los muros estructurales

Muro Tipo	Edificio l_w [m]	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		b_w [m]	b_w [m]	b_w [m]	b_w [m]	b_w [m]	b_w [m]	b_w [m]	b_w [m]	b_w [m]	b_w [m]	b_w [m]	b_w [m]
MT01	1.8	0.10	0.10	0.10	0.10	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.20	0.25
MT02	1.1	0.10	0.10	0.12	0.12	0.15	0.15	0.20	0.20	0.15	0.15	0.25	0.25
MT03	1.6	0.10	0.10	0.10	0.10	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.20
MT04	4.4	0.10	0.12	0.10	0.12	0.15	0.15	0.20	0.25	0.20	0.25	0.25	0.25
MT05	4.4	0.10	0.12	0.10	0.12	0.15	0.15	0.20	0.25	0.20	0.25	0.25	0.25
MT06	5.2	0.12	0.12	0.12	0.12	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.20	0.25
MT07	5.2	0.12	0.12	0.12	0.12	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.20	0.25
MT08	4.4	0.10	0.12	0.10	0.12	0.15	0.15	0.20	0.25	0.20	0.25	0.25	0.25
MT09	3.3	0.10	0.12	0.12	0.15	0.15	0.20	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
MT10	2.7	0.10	0.12	0.12	0.15	0.15	0.20	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
MT11	3.1	0.10	0.10	0.10	0.10	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.20
MT12	2.3	0.10	0.10	0.10	0.10	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.20	0.20
MT13	3.1	0.10	0.10	0.10	0.10	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.20
MT14	1.6	0.10	0.10	0.10	0.10	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
MT15	2.7	0.10	0.12	0.10	0.12	0.15	0.15	0.15	0.20	0.15	0.20	0.20	0.25
MT16	1.0	0.10	0.10	0.20	0.20	0.15	0.15	0.25	0.25	0.20	0.20	0.25	0.25
MT17	1.3	0.10	0.10	0.12	0.12	0.15	0.15	0.15	0.20	0.15	0.15	0.25	0.25
MT18	4.9	0.10	0.10	0.10	0.10	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.20	0.20	0.20
MT19	2.7	0.10	0.12	0.10	0.12	0.15	0.15	0.15	0.20	0.15	0.20	0.20	0.25
MT20	4.7	0.10	0.12	0.12	0.12	0.15	0.20	0.20	0.20	0.20	0.25	0.25	0.25

3.2.3.5. Densidad de muros

La densidad de muros de los edificios está dentro de las tendencias nacionales discutidas en la sección 1.2.2.3 de este documento, excepto para los que presentan valores más altos (entre 0.5% y 1% superior) de acuerdo con Arteta, Blandón, Bonett et al (2018), Tabla 7.

Tabla 7. Densidad de muros

Edificio	Zona de amenaza sísmica	Densidad Muros Longitudinal	Densidad Muros Transversal
Edificio 1	Intermedia	1.61%	2.66%
Edificio 2	Intermedia	1.73%	2.79%
Edificio 3	Alta	1.64%	2.92%
Edificio 4	Alta	1.75%	3.05%
Edificio 5	Intermedia	2.32%	3.99%
Edificio 6	Intermedia	2.32%	4.22%
Edificio 7	Alta	2.69%	4.51%
Edificio 8	Alta	2.98%	4.69%
Edificio 9	Intermedia	2.61%	4.45%
Edificio 10	Intermedia	2.90%	4.78%
Edificio 11	Alta	3.35%	5.19%
Edificio 12	Alta	3.75%	5.69%

3.2.3.6. Esbeltez de los muros

Sólo los edificios bajos tienen valores de esbeltez significativamente mayores al límite práctico de 16, sin embargo, en todos existe al menos un muro con valores de esbeltez en el límite, Tabla 8,

Tabla 8. Valores de esbeltez

Edificio	Zona Sísmica	Esbeltez Muros (h_l/L_w)	
		Máxima	Mínima
Edificio-1	Intermedia	24	20
Edificio-2	Intermedia	24	20
Edificio-3	Alta	24	12
Edificio-4	Alta	24	12
Edificio-5	Intermedia	16	16
Edificio-6	Intermedia	16	12
Edificio-7	Alta	16	10
Edificio-8	Alta	16	10
Edificio-9	Intermedia	16	10
Edificio-10	Intermedia	16	10
Edificio-11	Alta	16	10
Edificio-12	Alta	16	10

3.2.3.7. Relación de aspecto

Todos los muros pueden considerarse esbeltos (relación de aspecto > 2), adicionalmente, algunos muros son muy esbeltos como para que incurrieren en el rango inelástico de la respuesta, según se discutió en 1.2.2.5, Tabla 9.

Tabla 9. Valores de la relación de aspecto

Altura del Edificio	Relación Aspecto Muros - $A_r = (h_w/L_w)$		
	Máxima	Mínima	Promedio
Baja	15	3	6
Intermedia	29	6	12
Alta	49	9	20

3.2.3.8. Carga axial

En la Tabla 10 se resumen de los valores de la carga axial bajo la combinación de carga 1.2D+L+E para los muros, los valores están, en general, cercanos a aquellos indicados en la sección 1.2.2.6, sin embargo, ligeramente menores en promedio.

Tabla 10. Carga axial en los muros para la combinación de carga 1.2D+L+E

Edificio	Zona Sísmica	Carga Axial ($P/f_c A_g$)		
		Máxima	Mínima	Promedio
Edificio-1	Intermedia	0.17	0.05	0.07
Edificio-2	Intermedia	0.17	0.04	0.08
Edificio-3	Alta	0.11	0.05	0.07
Edificio-4	Alta	0.11	0.04	0.07
Edificio-5	Intermedia	0.18	0.06	0.10
Edificio-6	Intermedia	0.19	0.06	0.11
Edificio-7	Alta	0.11	0.04	0.07
Edificio-8	Alta	0.12	0.04	0.08
Edificio-9	Intermedia	0.22	0.07	0.14
Edificio-10	Intermedia	0.26	0.07	0.15
Edificio-11	Alta	0.19	0.06	0.11
Edificio-12	Alta	0.25	0.06	0.12

3.3. Análisis elásticos

A continuación, se presenta un resumen general del procedimiento de diseño de acuerdo con los requerimientos exigidos por NSR-10. Las hojas de cálculo empleadas para facilitar el análisis pertenecen a P&P Proyectos S.A.S. quien amablemente las suministró para el desarrollo de este estudio.

3.3.1. Materiales

3.3.1.1. Acero de refuerzo

Para el acero de refuerzo, se consideraron barras corrugadas convencionales en cumplimiento de la norma NTC-2289 (ASTM A706M) con esfuerzo de fluencia $f_y=420\text{MPa}$ y mallas electrosoldadas en cumplimiento de la norma NTC-5806 (ASTM A1064/1064M) con un esfuerzo de fluencia $f_y=485\text{MPa}$.

3.3.1.2. Concreto

En el diseño de los edificios se empleó en los muros concreto con esfuerzos de compresión de: 21 MPa, 28 MPa, 35 MPa y 42 MPa, Tabla 11.

Tabla 11. Esfuerzo de compresión del concreto en muros f'_c

Edificio	f'_c de muros / Piso [MPa]																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Edificio 1	21																			
Edificio 2																				
Edificio 3																				
Edificio 4																				
Edificio 5	28	21																		
Edificio 6																				
Edificio 7	35	28			21															
Edificio 8	35		28			21														
Edificio 9	35		28				21													
Edificio 10	35				28				21											
Edificio 11	42		35			28					21									
Edificio 12	42			35		28														

3.3.2. Modelos de análisis

De cada edificio se desarrolló un modelo tridimensional de análisis lineal elástico para determinar las acciones de diseño de acuerdo con NSR-10, se utilizó el método de la resistencia última y el software ETABS 2018 (CSI, 2018),

Figura 20.

En los modelos de análisis se consideró la rigidez total de la sección sin fisuración, los muros estructurales se modelaron usando elementos tipo 'Shell-Thin', mientras que en las placas de entrepiso se emplearon elementos tipo 'Shell-Membrane'. La masa de la estructura se tomó directamente de los elementos estructurales modelados y de las masas añadidas debido a elementos no estructurales.

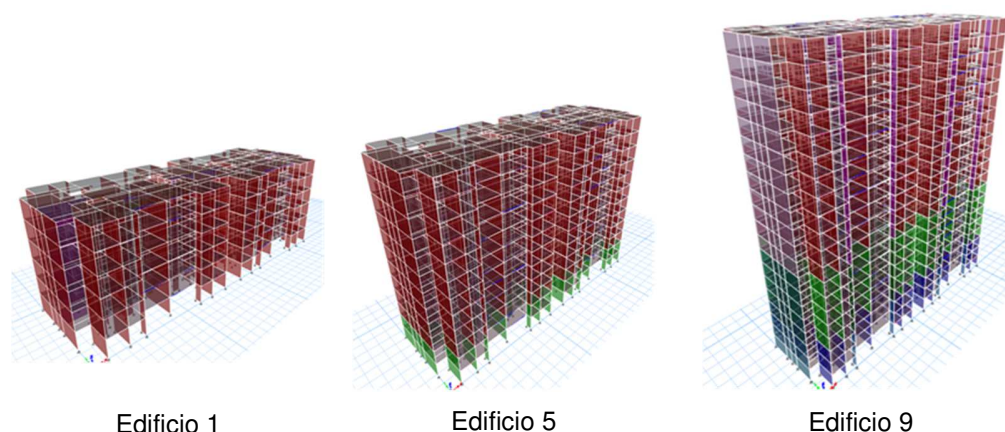


Figura 20. Modelos lineales elásticos desarrollados para los edificios 1, 5 y 9 en el software ETABS.

3.3.2.1. Resultados del Análisis Modal

Los resultados de las características principales encontradas en el análisis modal se indican en la Tabla 12. Los edificios son ampliamente dominados por el modo fundamental de vibración en ambas direcciones principales, sin embargo, en los de 12 y 20 pisos, el efecto y la participación de los modos altos no es insignificante, y tendrá algún efecto de amplificación en las derivas y cortantes de piso en los pisos superiores (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007).

Tabla 12. Resultados principales del análisis modal

Edificio	Modo Predominante en la Dirección Longitudinal			Modo Predominante en la Dirección Transversal		
	T_1 [sec]	Γ [--]	M^*_1 [%]	T_1 [sec]	Γ [--]	M^*_1 [%]
Edificio-1	0.153	-0.43	77%	0.201	-0.414	70%
Edificio-2	0.157	-0.436	78%	0.201	-0.416	71%
Edificio-3	0.163	-0.437	77%	0.205	-0.417	71%
Edificio-4	0.157	-0.441	78%	0.196	0.422	71%
Edificio-5	0.385	-0.632	70%	0.59	0.608	65%
Edificio-6	0.381	0.646	72%	0.557	0.618	65%
Edificio-7	0.358	-0.664	72%	0.526	-0.633	66%
Edificio-8	0.342	-0.674	72%	0.523	-0.642	66%
Edificio-9	0.768	-0.821	67%	1.305	-0.798	63%
Edificio-10	0.729	0.855	69%	1.25	0.823	64%
Edificio-11	0.729	-0.874	68%	1.258	-0.843	63%
Edificio-12	0.704	-0.898	68%	1.238	-0.867	63%

3.3.3. Diseño de elementos estructurales

A continuación, se presentan las características generales más relevantes del proceso de diseño realizado en este estudio para la determinación del refuerzo y detallado de los muros estructurales del caso de estudio.

3.3.3.1. Cargas y combinaciones de carga

Se consideraron las cargas y combinaciones de carga indicadas en el Título B de NSR-10. En particular, se consideraron las siguientes cargas:

- D – carga muerta: la masa sísmica, provienen de los elementos estructurales y otros elementos fijos que se integraron en el modelo de análisis. Se consideró un peso específico para el concreto de 24KN/m³. Otras cargas muertas se obtuvieron de los valores indicados en la Tabla B.3.4.3-1 de NSR-10.
- L – carga viva: corresponde a la carga normal de ocupación. Se consideraron valores de 5KN/m² para balcones, 1.8KN/m² para cuartos

privados y corredores y 3KN/m² para escaleras y zonas comunes de acuerdo con la Tabla B.4.2.1-1 de NSR-10.

- L_r – carga viva de cubierta: corresponde a la carga viva ubicada en la cubierta de los edificios del caso de estudio.
- W – carga de viento: se calculó siguiendo los requisitos del Capítulo B.6 de NSR-10 usando el Método 1 – Procedimiento Simplificado, los cortantes en la base generados resultaron menores a los cortantes sísmicos de diseño.
- F_s – fuerzas sísmica elástica máxima: se calculó a partir del espectro de aceleraciones de la Figura 11.
- E – fuerza sísmica de diseño: corresponde a F_s/R, donde $R = \Phi_p \cdot \Phi_a \cdot \Phi_r \cdot R_0$, $\Phi_p = \Phi_a = \Phi_r = 1$ y R₀ cobra los valores de la Tabla 5.

Se consideraron las siguientes combinaciones de carga:

- 1.4D
- 1.2D+1.6L+0.5L_r
- 1.2D+1.6L_r+L
- 1.2D+1.6L_r+0.8W
- 1.2D+1.6W+L+0.5L_r
- 1.2D+L+E
- 0.9D+1.6W
- 0.9D+E

3.3.3.2. Procedimiento de análisis sísmico

El procedimiento de análisis sísmico seguido en este estudio para la determinación de desplazamientos y solicitaciones de diseño corresponde al método de Análisis Dinámico Elástico Espectral (ADEE) según el capítulo A.5 de NSR-10.

3.3.3.3. Control de derivas

Las derivas se calcularon y verificaron siguiendo los requisitos del capítulo A.6 de NSR-10, Tabla 13.

Tabla 13. Valor de la deriva máxima

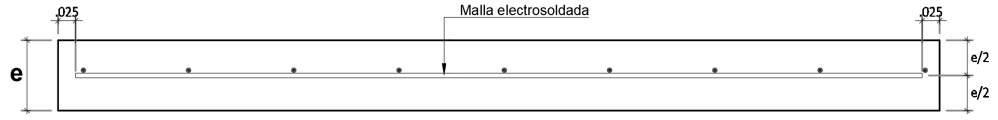
Edificio	Deriva Máxima [%]	
	Longitudinal	Transversal
Edificio-1	0.03%	0.06%
Edificio-2	0.04%	0.09%
Edificio-3	0.05%	0.09%
Edificio-4	0.06%	0.12%
Edificio-5	0.10%	0.32%
Edificio-6	0.16%	0.43%
Edificio-7	0.14%	0.38%
Edificio-8	0.18%	0.52%
Edificio-9	0.28%	0.66%
Edificio-10	0.37%	0.75%
Edificio-11	0.36%	0.71%
Edificio-12	0.50%	1.00%

3.3.3.4. Diseño de los muros estructurales

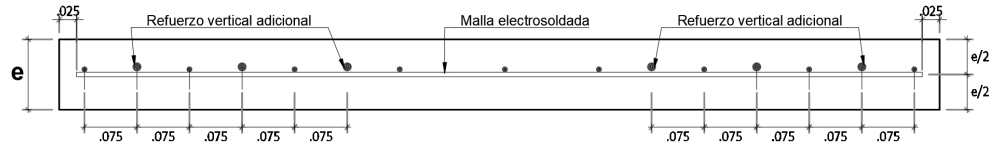
Como resultado del análisis estructural realizado con la modelación indicada, se encontraron las acciones de diseño en términos de fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores. Se diseñaron 20 tipos de muros según la clasificación propuesta en la sección 3.2.2 y se determinó y detalló su refuerzo en cada uno de los pisos con la '*Herramienta informática para el análisis y diseño de muros de concreto reforzado*' producto de la investigación realizada por Valderrama (2016) que, en general, cumple con todos los requisitos del Título C de NSR-10 para el diseño de muros portantes.

Con base en los resultados obtenidos en el diseño de los muros estructurales, se determinaron para cada uno de los muros de los edificios del caso de estudio, los diferentes tipos de secciones que especifican la localización, distribución y detallado del refuerzo con mallas o barras y la configuración de los elementos

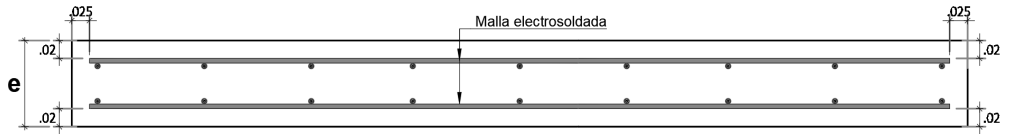
de borde para los casos en que se presenta. Las secciones TIPO se muestran en la Figura 21.



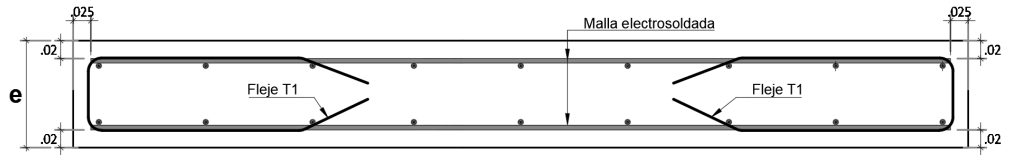
Sección TIPO 1



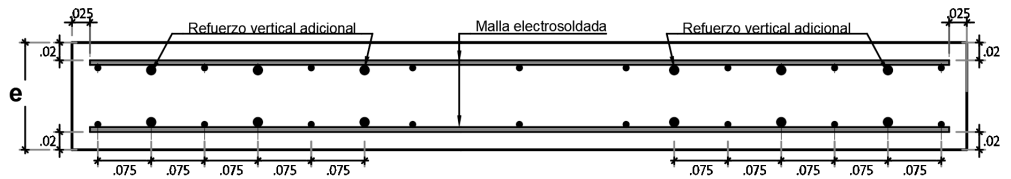
Sección TIPO 2



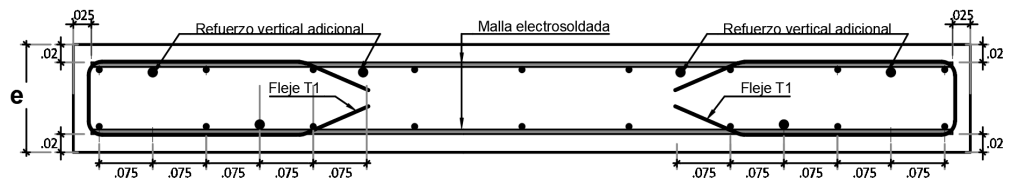
Sección TIPO 3



Sección TIPO 4



Sección TIPO 6



Sección TIPO 7

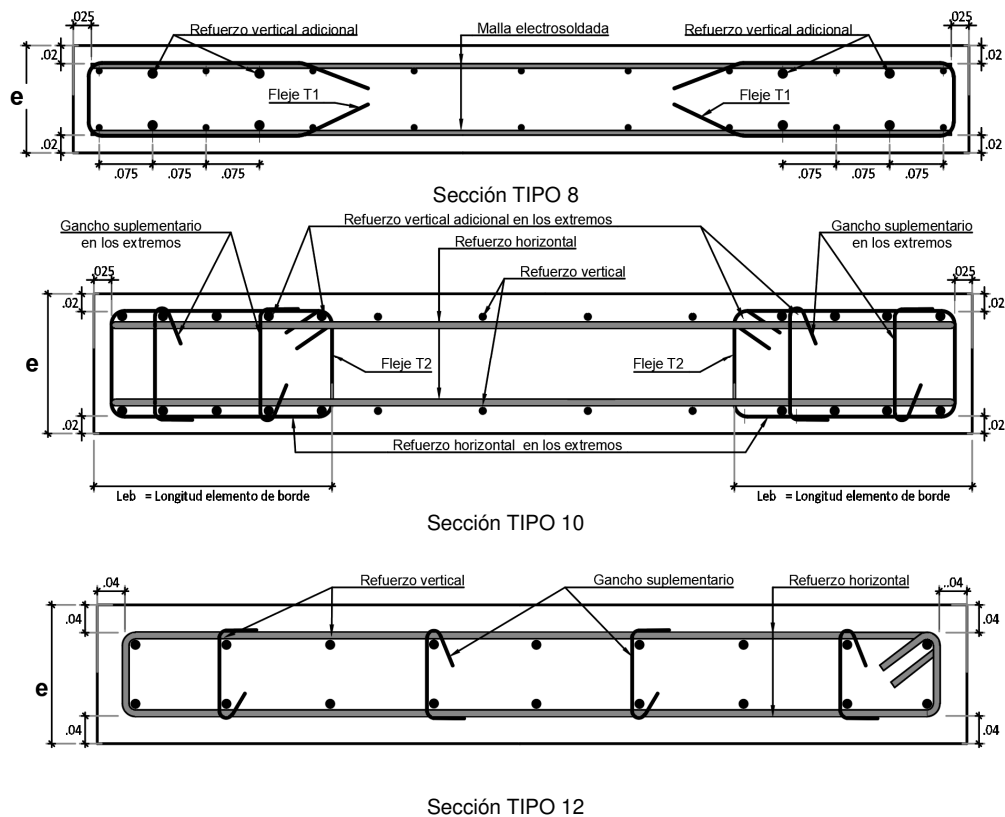


Figura 21. Secciones de refuerzo tipo para muros (cortesía de P&P Proyectos S.A.S)

3.3.3.5. Resumen de diseño

Las acciones de diseño en términos de fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores son producto de los resultados del análisis estructural efectuado con la modelación expuesta anteriormente. Para cada edificio, se diseñaron 20 tipos de muros según la clasificación propuesta en la sección 3.2.2 y se determinó y detalló su refuerzo en cada uno de los pisos. El diseño de los muros se realizó con la 'Herramienta informática para el análisis y diseño de muros de concreto reforzado' producto de la investigación realizada por Valderrama (2016).

En general, la 'Herramienta informática para el análisis y diseño de muros de concreto reforzado' cumple con todos los requisitos del Título C de NSR-10 para el diseño de muros portantes.

3.4. Análisis no lineales

Se resumen en esta sección las consideraciones generales seguidas en este estudio para el desarrollo de los análisis no lineales. Se presentan los lineamientos seguidos para el análisis de las secciones diseñadas y posteriormente se presentan las generalidades implementadas para la creación de los modelos no-lineales de los edificios del caso de estudio.

3.4.1. Análisis de secciones

Se realizó el análisis de las secciones diseñadas de los muros del caso de estudio antes de pasar a la creación de los modelos no-lineales de los edificios. El análisis de las secciones se realizó por diferentes razones: i) determinar el comportamiento de los materiales constituyentes de cada uno de los muros; ii) tener una idea del comportamiento, resistencia y capacidad de deformación de los muros del caso de estudio; y, iii) registrar varias curvaturas de interés que son útiles para estimar de forma aproximada varios parámetros clave para la evaluación de los muros.

3.4.1.1. Materiales

Se presentan las relaciones esfuerzo-deformación implementadas en este estudio para el desarrollo de los análisis no-lineales.

Concreto: se siguieron las recomendaciones de Mander, Priestley & Park (1988) para la relación esfuerzo-deformación del concreto confinado y no confinado. Para el concreto no confinado, se asumió que alcanza su resistencia de diseño en una deformación unitaria de $\varepsilon_c=0.002$, la curva parabólica prosigue hasta a una deformación unitaria de $\varepsilon_c=0.004$, y a partir de este punto se une una línea recta hasta una deformación unitaria de $\varepsilon_c=0.006$, que se considera la deformación máxima del concreto en compresión. El módulo de elasticidad del concreto se calculó de acuerdo con las recomendaciones de NSR-10 con la Ecuación 3-1. Las resistencias características del concreto para la construcción de las relaciones esfuerzo-deformación se consideraron igual que los valores adoptados en diseño de acuerdo con la Tabla 11, y no se consideró sobre-

resistencia en el concreto con respecto a los valores de diseño. Las relaciones esfuerzo deformación de los concretos no-confinados implementados en este estudio son presentados en la Figura 22.

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad (\text{Ec. 3-1})$$

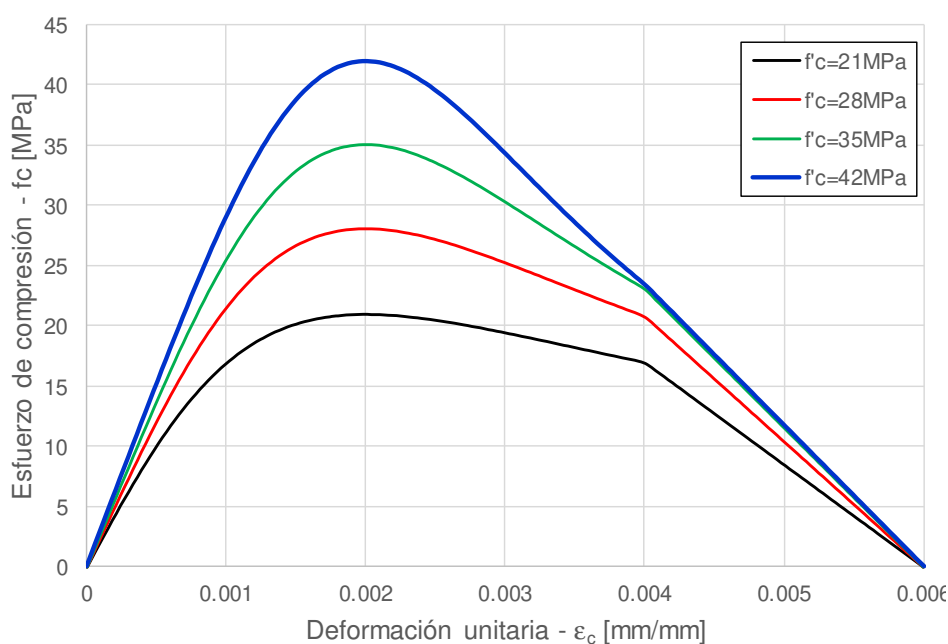


Figura 22. Relación esfuerzo-deformación del concreto no confinado

Para el concreto confinado, se aplicaron las relaciones propuestas por Mander, Priestley & Park (1988) para calcular los esfuerzos de confinamiento de acuerdo con la cantidad y espaciamiento del refuerzo en los muros con elementos de borde o completamente confinados. Se consideró que el concreto confinado puede alcanzar una deformación unitaria en compresión máxima de $\epsilon_c=0.02$, según las recomendaciones de Paulay & Priestley (1992). Para una presentación más detallada de las expresiones necesarias para calcular las relaciones esfuerzo-deformación del concreto confinado el lector es dirigido a la literatura específica o a investigaciones anteriores donde se han presentado minuciosamente (e.g. Murillo, 2017).

Como se mencionó, la relación esfuerzo-deformación del concreto confinado depende del detallado del refuerzo transversal provisto, en este estudio, sólo los muros con secciones TIPO 10 o TIPO 12 presentan confinamiento efectivo y por ende una modificación en el comportamiento del concreto. A manera de ejemplo, se presenta en la Figura 23 la relación esfuerzo-deformación del concreto confinado en el muro MT09 del Edificio-8 (DES-D) según la Tabla 5.

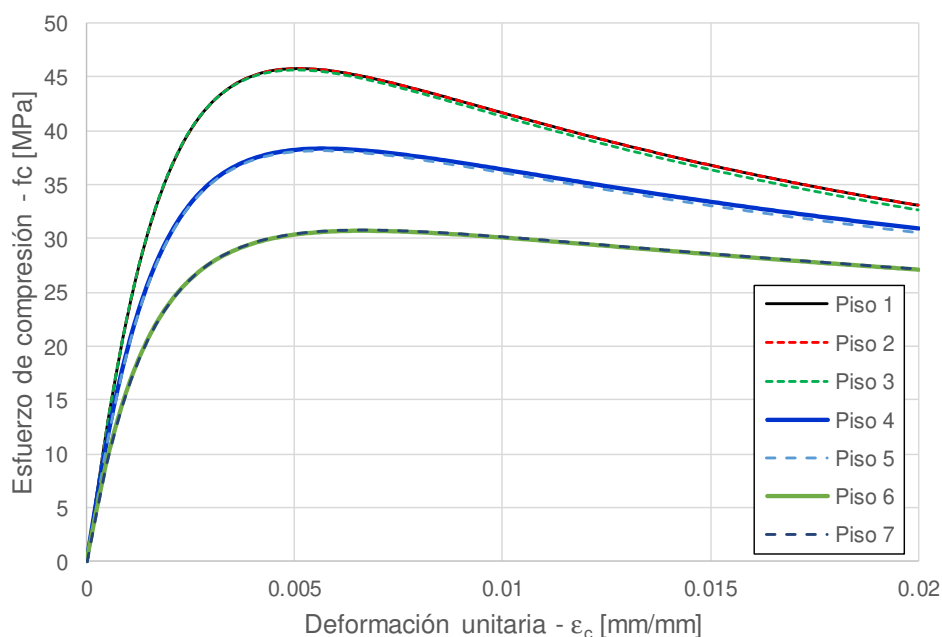


Figura 23. Relación esfuerzo-deformación del concreto confinado - Muro MT09 Edificio 8 (DES-D)

En cuanto a la resistencia a tensión del concreto (f_{cr}), esta se tomó de acuerdo con la Ecuación 3-2 con una relación lineal siguiendo el módulo de elasticidad mostrado en la Ecuación 3-1.

$$f_{cr} = 0.62\sqrt{f'_c} \quad (\text{Ec. 3-2})$$

Barras de refuerzo: para el acero de refuerzo corrugado convencional, se siguió el modelo de King, Priestley & Park (1986). En particular, el esfuerzo de fluencia se tomó como 420MPa, el esfuerzo último se tomó como 588MPa, el módulo de elasticidad como 200000MPa, la deformación unitaria al inicio de la zona de

endurecimiento por deformación de $\varepsilon_s=0.008$, y una deformación unitaria última de $\varepsilon_s=0.12$, de nuevo, no se consideró sobre-resistencia en el acero de refuerzo respecto a los valores del diseño indicados por el proveedor. La relación esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo convencional implementada en este estudio se muestra en la Figura 24. Para una presentación detallada de la relación esfuerzo-deformación el lector es dirigido a la literatura referenciada.

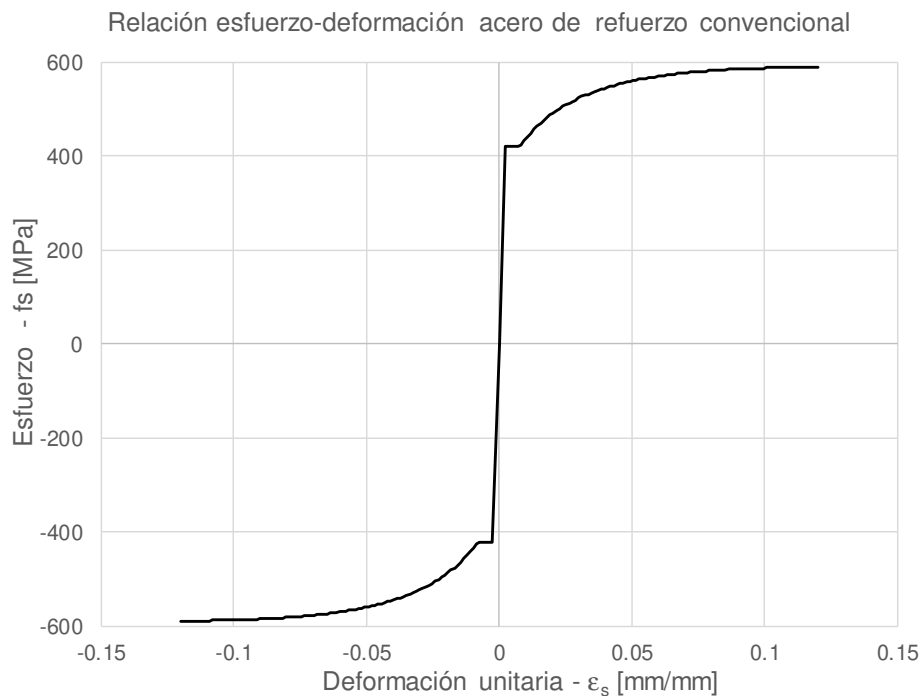


Figura 24. Relación esfuerzo-deformación del acero de refuerzo convencional implementada.

Mallas electrosoldadas: Se mencionó en la sección 3.3.1 que la malla electrosoldada se usa en el diseño asumiendo que cumple la norma NTC-5806 (ASTM A1064/1064M) y con un esfuerzo de fluencia de 485MPa, sin embargo, investigaciones recientes en el comportamiento mecánico de este material (Carrillo, Rico & Alcocer, 2016; Carrillo, Diaz & Arteta, 2019) muestran que para el caso de varios países latinoamericanos el comportamiento previsto por la normatividad está lejos de ser similar al comportamiento real, debido principalmente al proceso de fabricación.

Para el caso específico de Colombia, Carrillo, Diaz & Arteta (2019) muestran que la malla electrosoldada tiene un esfuerzo efectivo de fluencia de 610MPa,

un esfuerzo ultimo de 681MPa, un módulo de elasticidad de 200000MPa y una deformación unitaria máxima de $\epsilon_s=0.02$. La relación esfuerzo-deformación de la malla electrosoldada es mejor descrita por una relación tipo Ramberg-Osgood modificada. Estas recomendaciones se han adoptado en este estudio y la relación esfuerzo-deformación implementada en este estudio se presenta en la Figura 25. Para una presentación más detallada del comportamiento mecánico de mallas electrosoldadas, el lector es referido a la literatura específica.

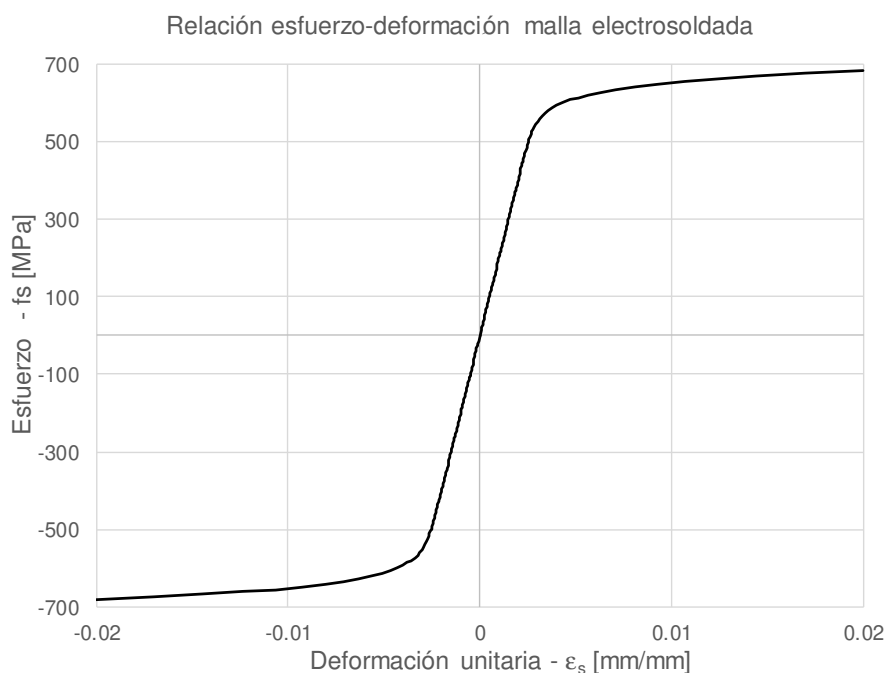


Figura 25. Relación esfuerzo-deformación de la malla electrosoldada implementada.

Con las relaciones esfuerzo-deformación definidas desde la Figura 22 a la Figura 25, el análisis de las secciones (y la construcción de los modelos de análisis no lineales) se puede desarrollar.

3.4.1.2. **Análisis Momento-Curvatura**

Los análisis Momento-Curvatura se realizaron para cada una de las secciones de muro definidas en la Figura 21 en todas las juntas de placa de entepiso incluyendo la sección de la base. Las suposiciones generales para el desarrollo de los análisis Momento-Curvatura se describen a continuación:

- La carga axial para el análisis se tomó de la combinación de carga 1.2D+L+E
- Secciones planas permanecen planas después de la deformación (suposición usual de Euler-Bernoulli para el comportamiento a flexión).
- Adherencia perfecta entre el concreto y al acero de refuerzo y/o a malla electrosoldada

Los análisis Momento-Curvatura se pueden ejecutar en programas comerciales como XTRACT (TRC, 2013), sin embargo, debido a la gran cantidad de análisis requeridos, el uso de tal herramienta se consideró altamente ineficiente. Para poder realizar los análisis Momento-Curvatura de una forma automatizada, se generó una serie de libretos en MATLAB (Mathworks, 2014) para realizar los análisis de las secciones de los muros del caso de estudio. Una comparación entre los resultados ofrecidos por XTRACT y los libretos generados de MATLAB se presenta en la Figura 26 para las secciones del muro MT18 del Edificio-1 (DMO-C). Como se puede ver en la Figura 26, los resultados calculados por XTRACT y por los libretos de MATLAB son esencialmente los mismos.

Los análisis Momento-Curvatura se realizaron para: i) estimar la resistencia nominal a flexión de los muros de los edificios; y, ii) registrar varias curvaturas de interés en las secciones correspondientes a la base de los muros.

Los momentos resistentes de las secciones de interés para los muros del caso de estudio son los siguientes:

- *Momento de la primera fluencia (M_y):* definido como el momento resistente en la sección cuando se alcanza una deformación en la fibra extrema a compresión de concreto igual a $\varepsilon_c = 0.002$, o una deformación en la fibra extrema de acero en tensión de $\varepsilon_s = \varepsilon_y$, aquel que suceda primero en el análisis. Para los muros con secciones TIPO 1 a TIPO 8 (refuerzo principal con malla electrosoldada) se tomó $\varepsilon_y = 0.00305$, mientras que para los muros con secciones TIPO 10 a TIPO 12 (refuerzo principal con barra corrugada convencional) se tomó $\varepsilon_y = 0.0021$.

- *Momento nominal resistente (M_n)*: definido como el momento resistente en la sección cuando se alcanza una deformación en la fibra extrema a compresión de concreto igual a $\varepsilon_c = 0.004$, o una deformación en la fibra extrema de acero en tensión de $\varepsilon_s = 0.015$, aquel que suceda primero en el análisis.

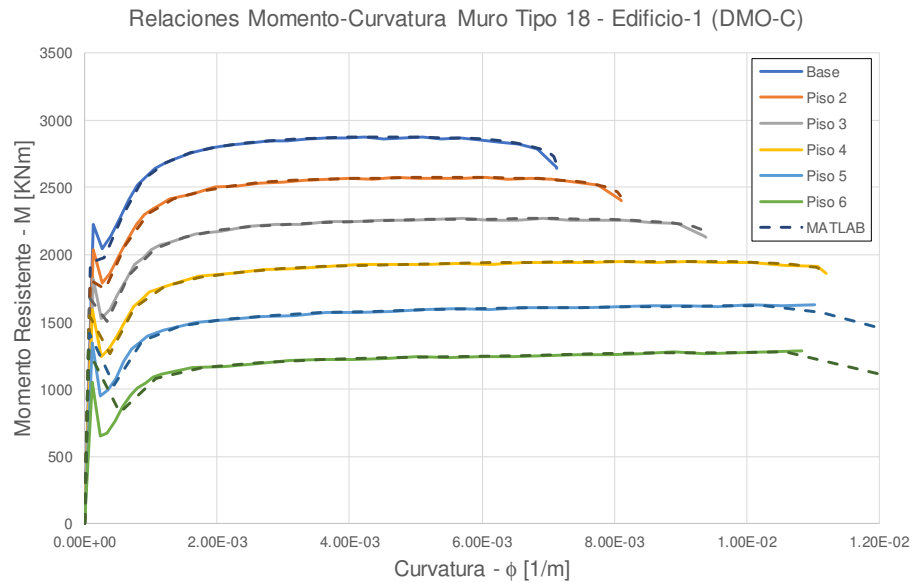


Figura 26. Comparación resultados de XTRACT y MATLAB.

Las curvaturas de interés para los muros del caso de estudio son las siguientes:

- *Curvatura de fisuración (ϕ_{cr})*: definida como la curvatura en la cual la fibra extrema de concreto en tensión alcanza el esfuerzo de fisuración, f_{cr} , definido en la Ecuación 3-2.
- *Curvatura de la primera fluencia (ϕ'_y)*: definida como la curvatura en la sección cuando se alcanza una deformación en la fibra extrema a compresión de concreto igual a $\varepsilon_c = 0.002$, o una deformación en la fibra extrema de acero en tensión de $\varepsilon_s = \varepsilon_y$, aquel que suceda primero en el análisis.
- *Curvatura nominal de fluencia (ϕ_y)*: definida por la Ecuación 3-3.

$$\phi_y = \phi'_y \frac{M_N}{M_y} \quad (\text{Ec. 3-3})$$

Las definiciones anteriores se adoptaron de Priestley, Calvi & Kowalsky (2007), quienes también recomiendan que una buena relación bilineal de la curva Momento-Curvatura real (i.e. producto del análisis) puede obtenerse si se unen el origen con el punto (ϕ_y, M_N) , y este último con el punto (ϕ_u, M_u) . Donde ϕ_u y M_u son la curvatura y momento máximos, respectivamente, generados en el análisis. Tal recomendación se adoptó para generar las relaciones Momento-Curvatura bilineales en este estudio.

En cuanto a las relaciones Momento-Curvatura obtenidas, se rescatan las profundas diferencias entre las obtenidas para muros reforzados con malla electrosoldada (con o sin refuerzo adicional) sin elementos de borde confinados (o sin confinamiento en todo el muro) y aquellas calculadas para muros confinados o con elementos de borde confinados. Un ejemplo de esto se muestra en la Figura 27 para el Muro MT09 en la sección de la base para el Edificio-4 (DES-D) y el Edificio-8 (DES-D).

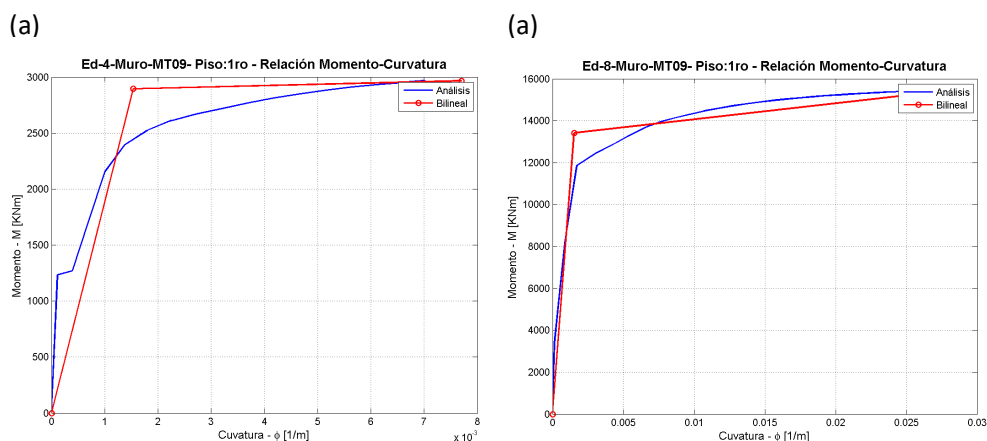


Figura 27. Relación Momento-Curvatura, (a) muro reforzado con malla sin confinar y (b) muro con elementos de borde confinados.

La Figura 27 muestra como para la sección no confinada, la relación bilineal propuesta por Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) ignora completamente la respuesta del muro antes de la fisuración, mientras que para el muro confinado la relación bilineal es satisfactoria. Esta observación se realizó anteriormente en Arteta, Blandón, Bonett et al (2018), y se confirma en este estudio, dado que en muros ligeramente reforzados con malla electrosoldada el momento de

fisuración es muy similar (o más alto, dependiendo el nivel de carga axial) al momento en la primera fluencia, y por lo tanto el comportamiento antes de la fisuración cobra una gran relevancia. La situación es diferente en el muro confinado, donde el momento de fisuración y la curvatura de fisuración son pequeños en comparación con el momento y la curvatura en la primera fluencia. Esta es una de las razones principales para la relación trilineal propuesta por Arteta, Blandón, Bonett et al (2018) para la idealización de la curva de capacidad en su estudio.

En la Figura 28 se muestra la relación Momento-Curvatura en la sección correspondiente a la base para los 20 tipos de muro del Edificio-8 (DES-D). Para los 11 edificios restantes del caso de estudio se presentan en el Anexo 4.

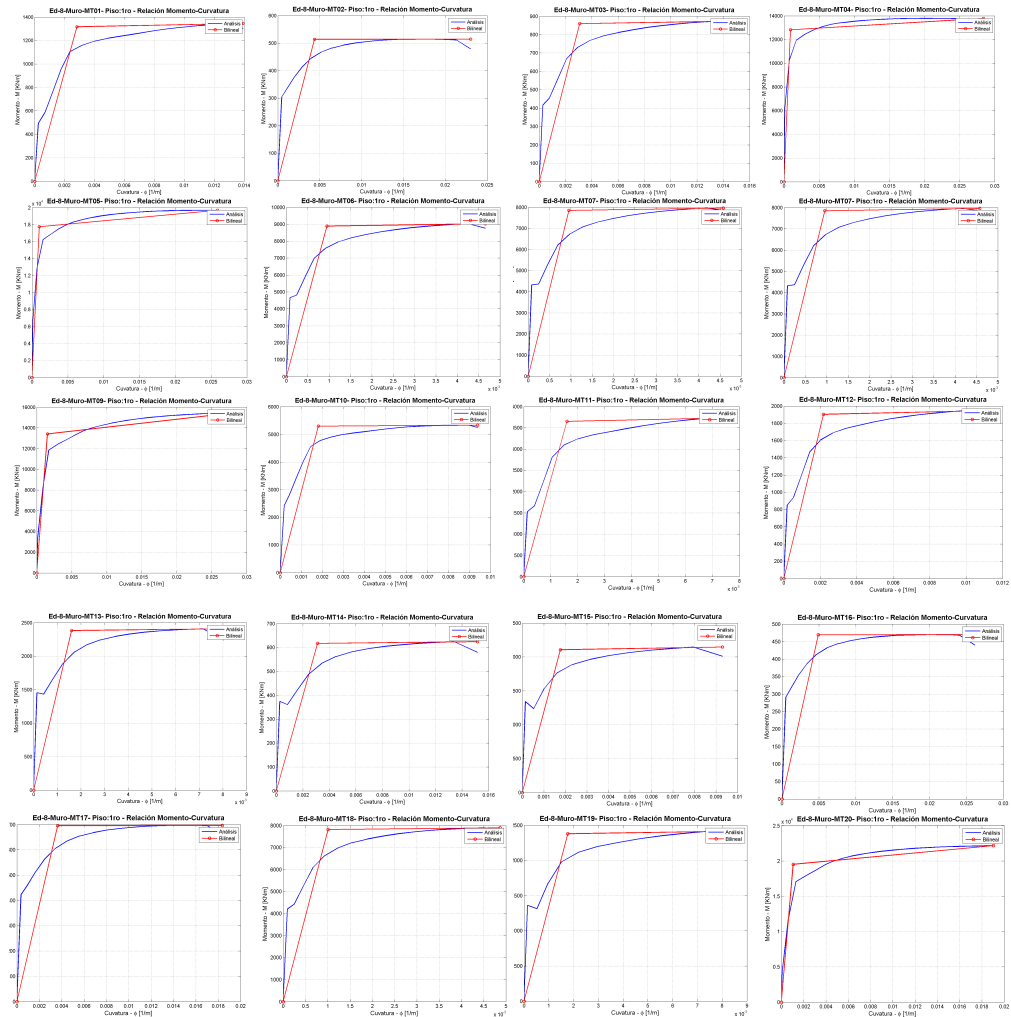


Figura 28. Relación Momento-Curvatura de la sección correspondiente a la base - Edificio-8 (DES-D)

3.4.2. Análisis de edificios

Se presentan a continuación los lineamientos seguidos en este trabajo para la construcción de los modelos de análisis no lineales de los edificios del caso de estudio y su uso para el cálculo de los resultados relevantes para esta investigación.

3.4.2.1. Desarrollo de modelos no lineales

Los análisis no lineales se construyeron a partir de la inclusión de la relación esfuerzo-deformación de los materiales constituyentes de cada uno de los muros tal y como se presentaron en la sección 3.4.1.1 en el programa de análisis. En general, se definieron los comportamientos de los concretos no confinados, los comportamientos de los materiales de acero de refuerzo y los comportamientos del concreto confinado para los casos en los que se requirió.

Los modelos elásticos generados en la sección 3.3.2 se modificaron para generar los modelos inelásticos, se reemplazaron los elementos '*shell-thin*' que definían los muros por elementos '*shell-layered*', que consideran el comportamiento no lineal de los materiales. Por ende, los modelos no lineales se desarrollaron también como un volumen en 3 dimensiones en el programa ETABS 2018 (CSI, 2018). Para poder considerar el cambio de refuerzo y/o materiales en la altura de los muros de los edificios, cada muro tuvo que subdividirse en la cantidad apropiada de elementos internos para poder tomar en cuenta estas transiciones. A manera de ejemplo, en la Figura 29 y en la Figura 30 se indica la manera en la que se realizó para uno de los muros MT09 del Edificio-8 (DES-D).

Las diferencias y el cambio en el diámetro del refuerzo se manejaron con el espesor de las capas de refuerzo en cada elemento '*Shell-Layered*' específico. De esta forma los elementos Shell toman en consideración el comportamiento no lineal en flexión en la respuesta de los muros. Las deformaciones de cortante en los elementos se consideraron con comportamiento elástico, dada la relación de aspecto de los muros, sección 3.2.3.7 de este documento. En estos modelos la placa se conservó con el espesor usado para los modelos elásticos y con elementos tipo '*Shell-Membrane*'. Figura 31.

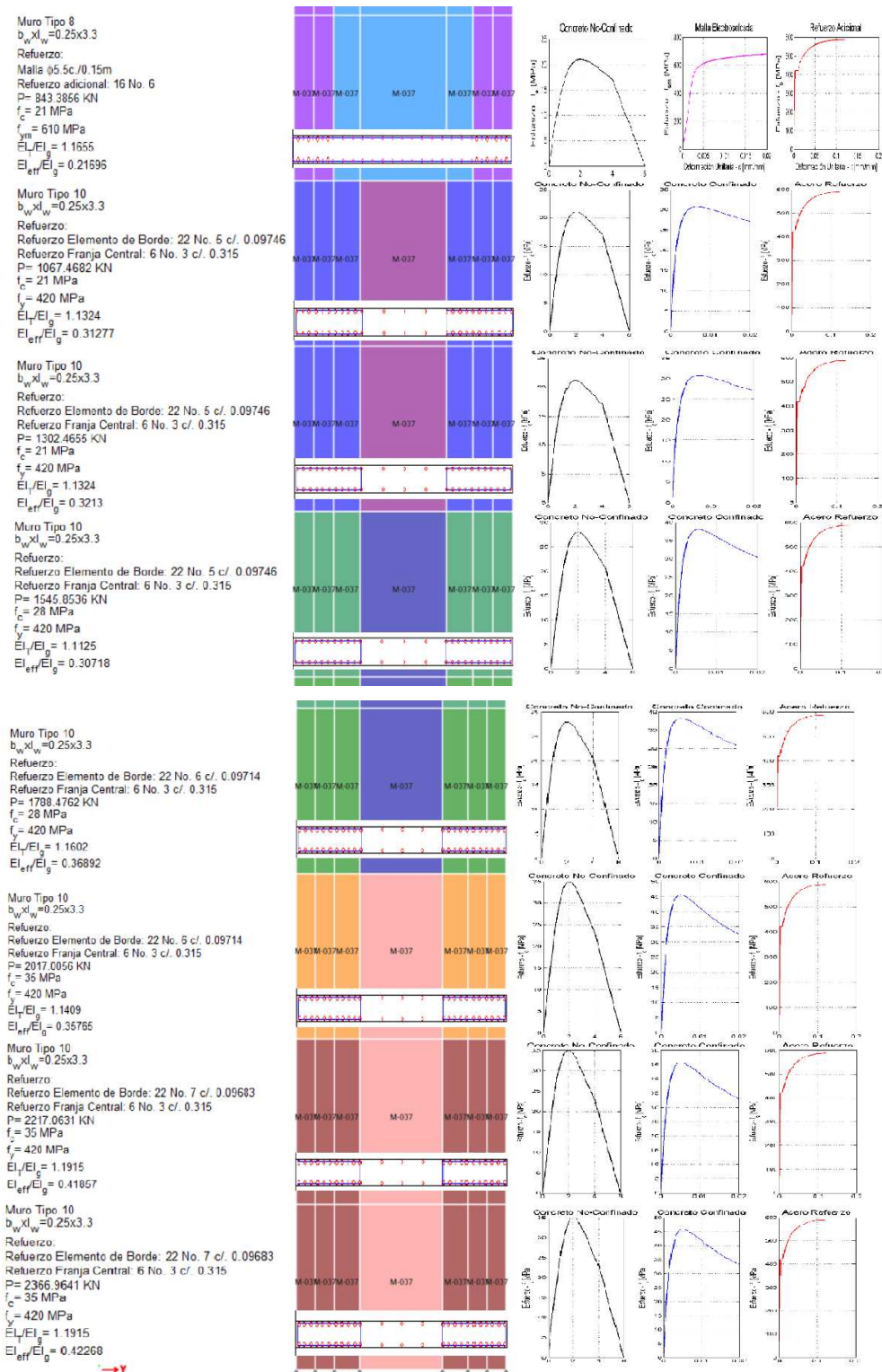


Figura 29. Definición de muros no lineales en los modelos de análisis. MT09, Pisos 1 a 8, Edificio-8 (DES-D)

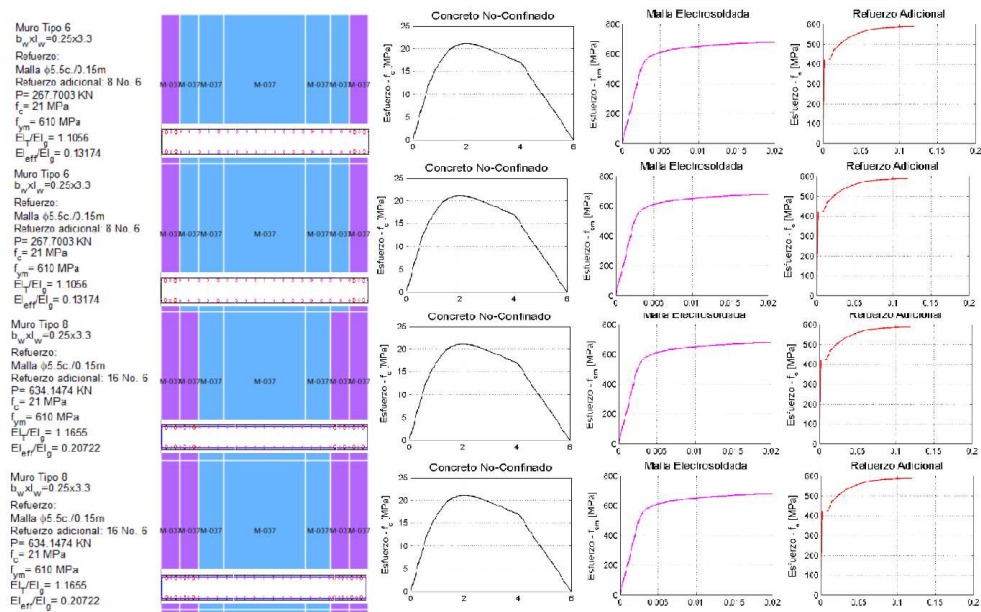


Figura 30. Definición de muros no lineales en los modelos de análisis. Muro MT09, Pisos 9 a 12, Edificio-8 (DES-D)

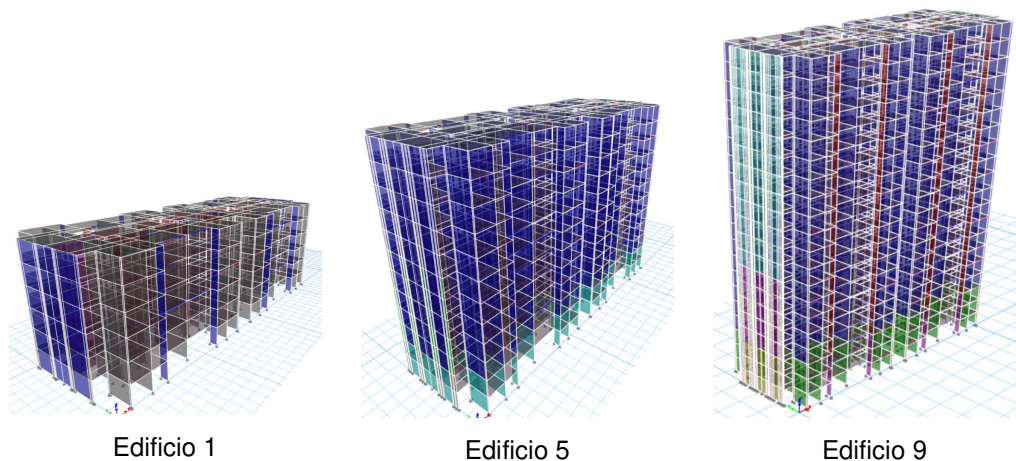


Figura 31. Modelos no lineales desarrollados para los edificios 1, 5 y 9 del caso de estudio

Una de las razones principales para usar elementos 'Shell-Layered' en lugar de elemento tipo 'Frame' con rotulas plásticas ('plastic hinges') para el desarrollo de los modelos inelásticos del caso de estudio fue el reconocimiento de que las rotulas plásticas tienen una definición bilineal en ETABS 2018. Como se puede ver en la Figura 28, las relaciones bilineales ignoran una porción significativa de la respuesta, especialmente en términos de la rigidez inicial, de los muros sin

confinamiento efectivo, que son la mayoría para los edificios del caso de estudio con 6 y 12 pisos.

En contraste, los elementos '*Shell-Layered*' toman en consideración directamente la respuesta de los muros hasta la fisuración del concreto, es decir, con los elementos '*Shell-Layered*' la rigidez inicial de los edificios puede aproximarse de una mejor forma en comparación con una estrategia de modelación implementando elementos tipo '*Frame*' con rotulas plásticas.

Se debe reconocer, también, que existe una desventaja con la implementación de los elementos '*Shell-Layered*' en lugar de elementos tipo '*Frame*' con rotulas plásticas; con los primeros el costo computacional de los modelos de análisis es mucho más alto en comparación al uso de los segundos. Sin embargo, la estrategia adoptada en este estudio se consideró más adecuada y precisa, incluso si implica un costo computacional más alto.

3.4.2.2. Validación de la estrategia de modelación

La estrategia de modelación antes presentada se validó a través de comparación directa con resultados experimentales. Los datos experimentales fueron obtenidos del estudio realizado por Arteta, Blandón, Bonett et al (2018), cuyos resultados se resumieron en la sección 1.3.2 de este documento.

Cinco de los muros presentados (TW1, W4, W5, W6 y W7) se modelaron siguiendo los lineamientos presentados en la sección 3.4.2.1, los modelos desarrollados se muestran en la Figura 32. El comportamiento de los materiales para los modelos de análisis se ajustó a partir de la información presentada en las campañas experimentales, y se muestran para el muro TW1 en la Figura 33 y para los muros W4 a W7 en la Figura 34. Los detalles de los montajes experimentales, incluyendo las dimensiones de los muros ensayados y cargas empleadas pueden consultarse en Arteta, Blandón, Bonett et al (2018).

El análisis '*pushover*' fue ejecutado en los modelos generados para dos direcciones de manera separada, i.e. ejerciendo tensión y luego compresión en la aleta del muro, debido a que los ensayos experimentales fueron cíclicos. En

los análisis numéricos los efectos de segundo orden tipo P-Delta se ignoraron dada la baja capacidad de desplazamiento de los muros en los montajes experimentales.

La comparación de los resultados experimentales con respecto a los resultados numéricos se presenta en la Figura 35, donde los resultados numéricos corresponden a la curva monotónica que se presenta en la figura (color rojo para el muro TW1 y color azul para los muros W4, W5, W6 y W7).

La Figura 35 muestra que los resultados numéricos se ajustan de buena manera a los resultados experimentales, especialmente en el primer segmento de las curvas hasta aproximadamente el momento nominal resistente. Después de este punto, los resultados experimentales tienden a divergir de los resultados numéricos, con los resultados experimentales mostrando una caída en la resistencia de los muros.

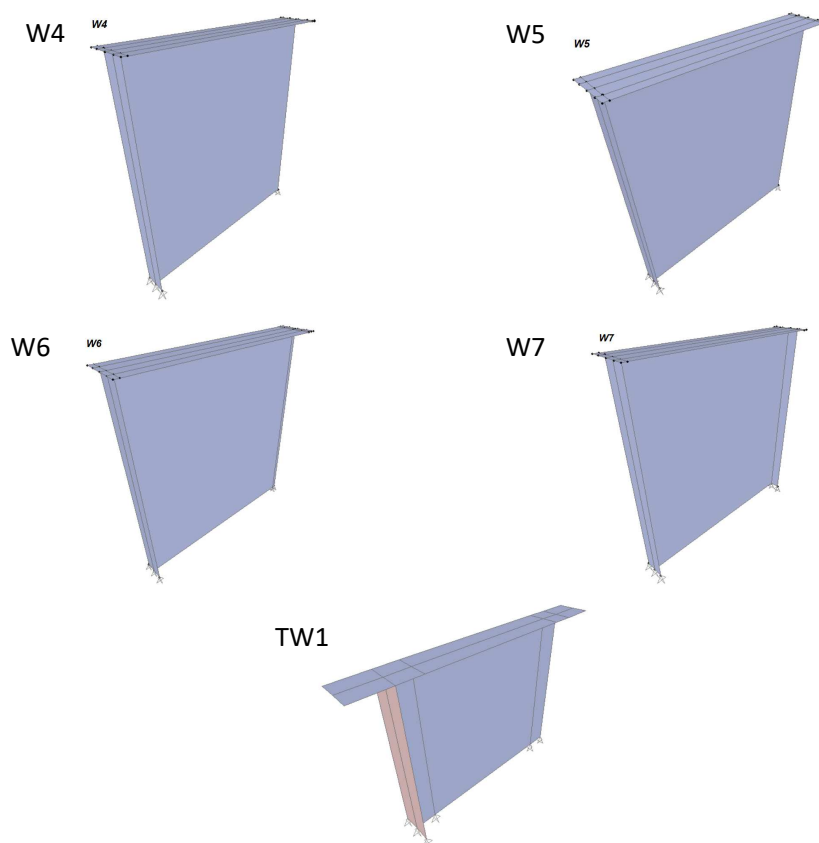


Figura 32. Modelos no lineales desarrollados para los muros ensayados experimentalmente

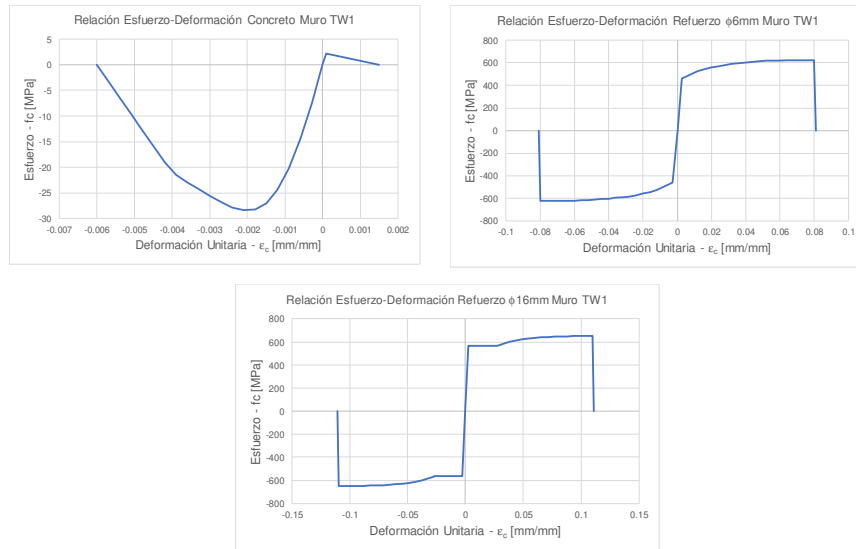


Figura 33. Relaciones esfuerzo-deformación para la modelación numérica del muro TW1

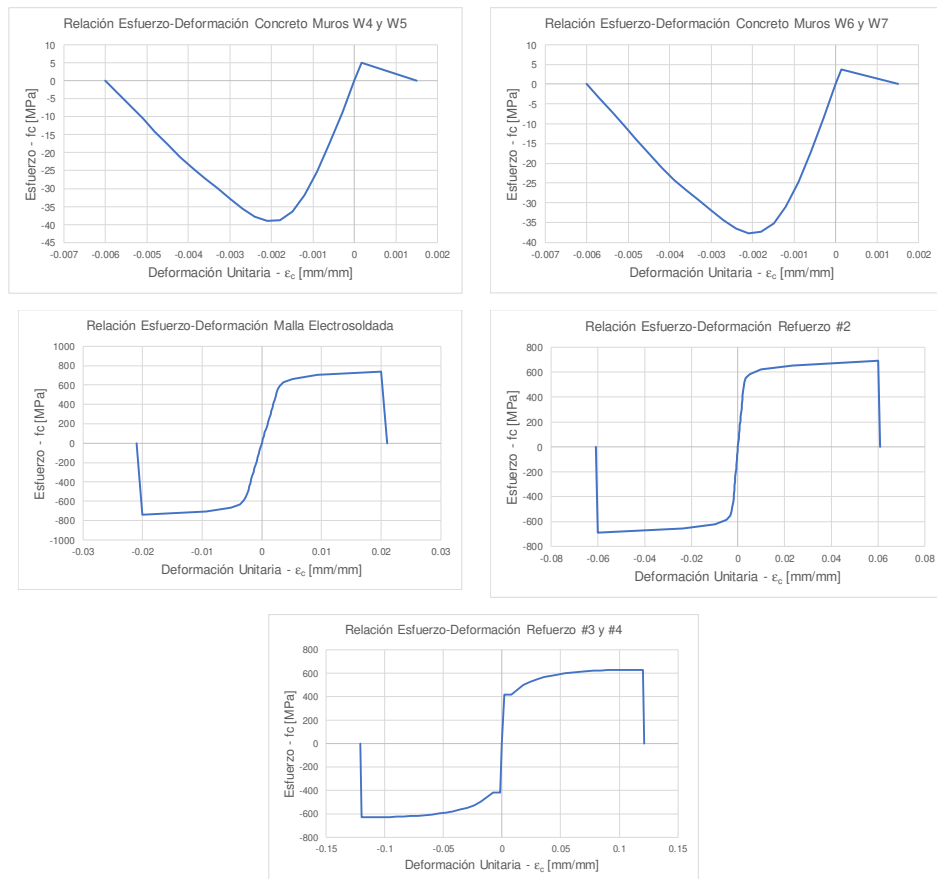


Figura 34. Relaciones esfuerzo-deformación implementadas en la modelación numérica de los muros W4, W5, W6 y W7

Los resultados numéricos a diferencia de los experimentales presentan una respuesta más estable. Esto se atribuye principalmente a dos motivos: i) los ensayos experimentales son cíclicos, y en el pasado se ha observado que el comportamiento en un régimen cíclico tiende a tener una capacidad de desplazamiento menor en comparación con un régimen monotónico (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007), y, principalmente, ii) como se menciona en Arteta, Blandón, Bonett et al (2018), los muros presentaron una pérdida de capacidad de carga súbita debida a la aparición de desplazamientos fuera del plano durante los ensayos, este tipo de conducta no se puede capturar con los modelos de comportamiento del material incluidos en ETABS y con los cuales se realizó la modelación.

A pesar de estas discrepancias y limitaciones de la estrategia de modelamiento, y teniendo en cuenta que las demandas de desplazamiento bajo el sismo de diseño son relativamente bajas en comparación con la capacidad máxima de desplazamiento de los edificios del caso de estudio (como se demostrará más adelante en este documento), los resultados presentados en la Figura 35 se toman como respaldo a la estrategia de modelamiento adoptada en este estudio.

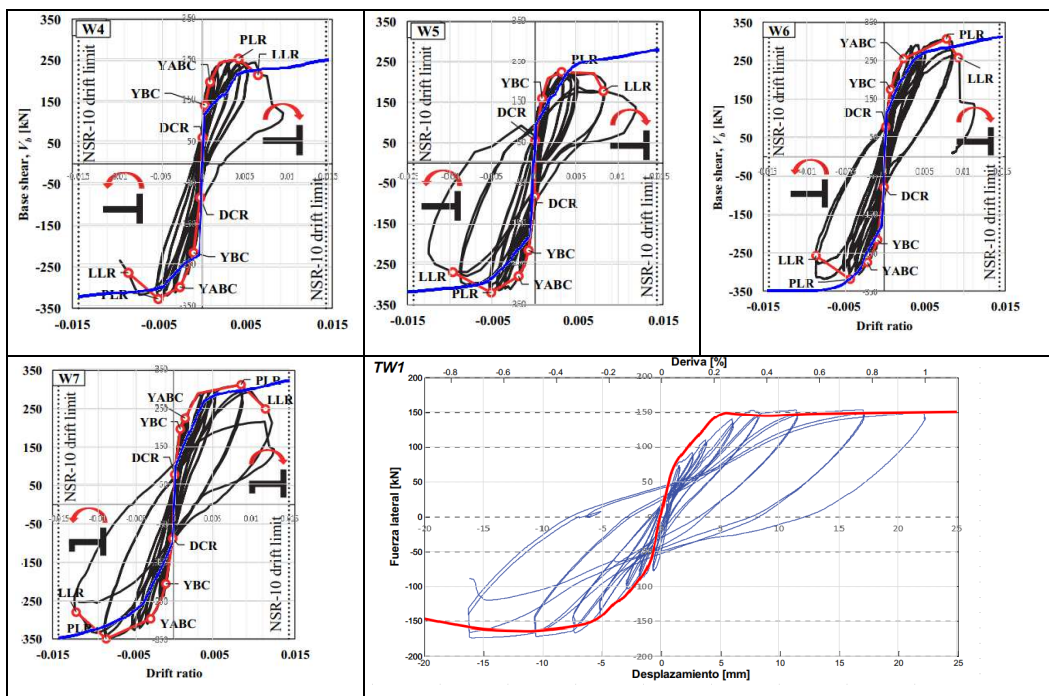


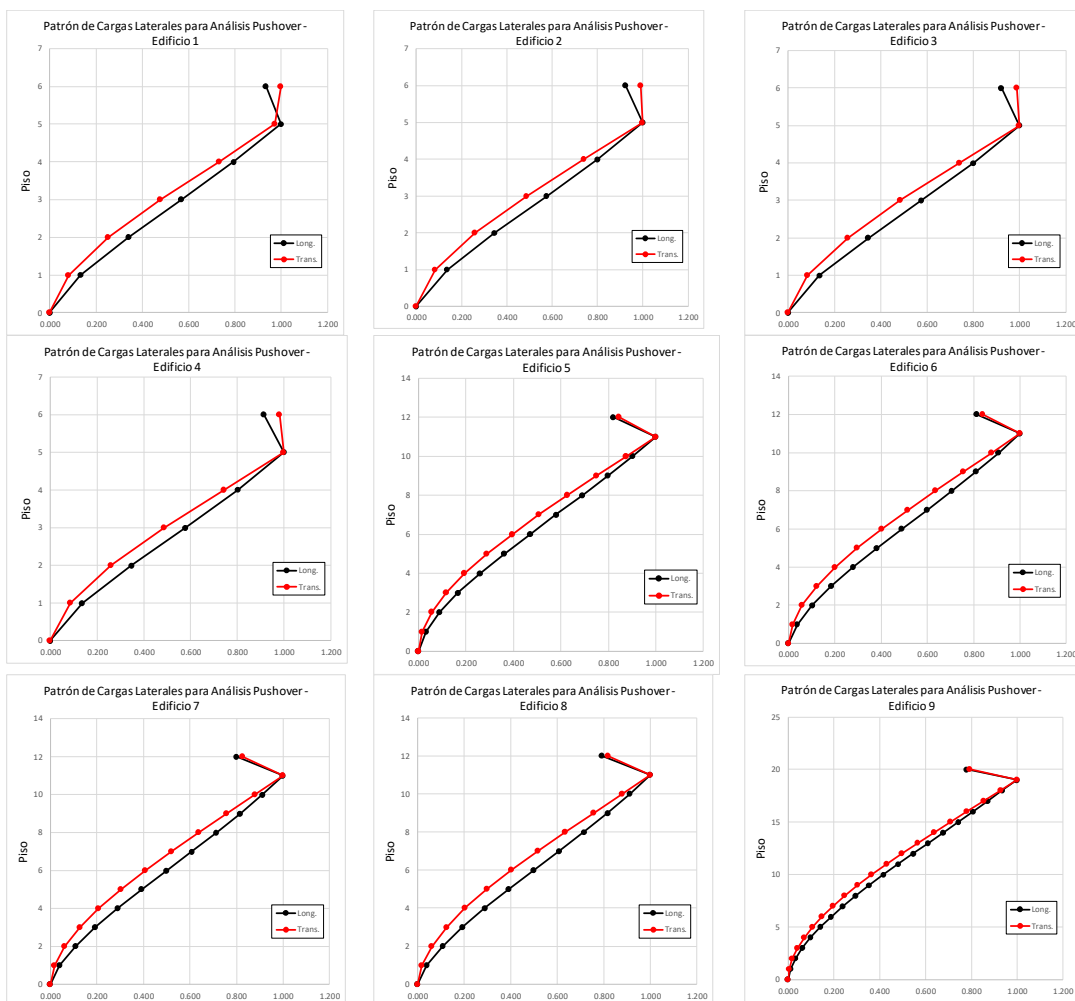
Figura 35. Comparación de resultados experimentales y resultados numéricos para TW1, W4, W5, W6 y W7

3.4.2.3. Cargas para el análisis 'pushover'

Como se mencionó en la sección 2.3.2 de este documento, para realizar el análisis 'pushover' se requiere definir la carga gravitacional, para aplicarla antes del patrón invariante de cargas laterales en el análisis.

La carga gravitacional inicial, se tomó como el producto de 1.2D+L, y se aplicó un patrón de carga lateral proporcional al primer modo de vibración (o proporcional al modo predominante en cada dirección principal), según la Ecuación 3-4.

$$F_j = M_j \phi_j \quad (\text{Ec. 3-4})$$



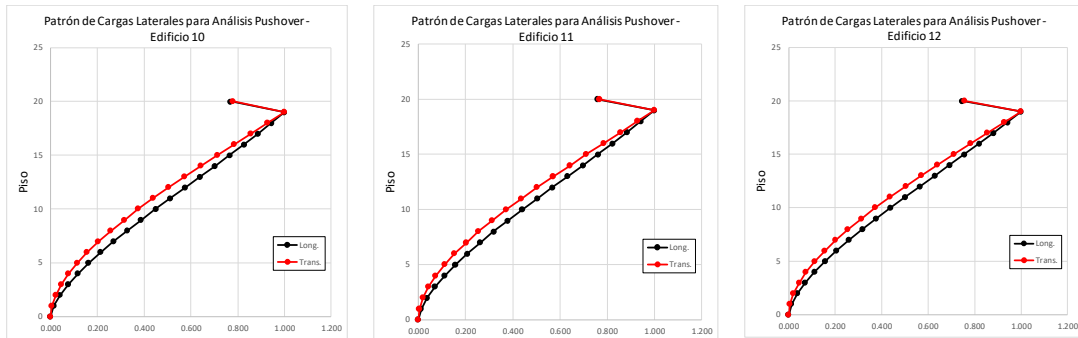


Figura 36. Patrones de carga lateral implementados en este estudio para los edificios del caso de estudio

En la Ecuación 3-4, F_j es el valor del patrón de cargas en el nivel j (e.g. la cubierta), M_j es la masa sísmica acumulada en el nivel j , y ϕ_j es la amplitud modal en el modo predominante de vibración en una dirección dada en el nivel j . En este estudio, los patrones de carga laterales se normalizaron con respecto al valor máximo de F_j , y de esa manera se introdujeron en el programa de análisis. Los patrones de carga lateral usados en esta investigación se presentan en la Figura 36.

3.4.2.4. Obtención de las curvas de capacidad

Las cargas gravitacionales y los patrones de carga lateral descritos en la sección 3.4.2.3 y en la Figura 36 se ingresaron en los modelos no lineales generados en la sección 3.4.2.1. El análisis '*pushover*' realizado en los edificios del caso de estudio se ejecutó siguiendo los lineamientos expuestos en la sección 2.3.2 de este documento, sin embargo, los efectos de segundo orden tipo P-Delta fueron ignorados por dos motivos: i) con la exclusión de los efectos P-Delta los análisis fueron computacionalmente menos costosos y más estables; y, principalmente, ii) las demandas de desplazamiento frente al sismo de diseño son pequeñas (como se mostrará posteriormente) y en los puntos de desempeño los efectos P-Delta tienen poca relevancia.

Los análisis '*pushover*' fueron ejecutados hasta un desplazamiento objetivo de ~4% de la altura total del edificio en el centro de masas de la cubierta en las dos direcciones principales. Para todos los edificios, el análisis '*pushover*' se detuvo antes de alcanzar este desplazamiento, generalmente debido a inestabilidad

numérica en el análisis o, principalmente, a la consecución del número máximo de iteraciones nulas disponibles en el análisis.

Como se mencionó anteriormente, debido a las bajas demandas de desplazamiento bajo el sismo de diseño para los edificios del caso de estudio, los resultados obtenidos del análisis *'pushover'* fueron más que suficientes para calcular adecuadamente los puntos de desempeño en estos.

3.4.2.5. Cálculo del punto de desempeño

El punto de desempeño (i.e. la demanda de desplazamiento bajo el sismo de diseño en el edificio) se calculó para los edificios del caso de estudio implementando el Método del Espectro de Capacidad (CSM) siguiendo los lineamientos expuestos en la sección 2.3.3.3 de este documento.

Las curvas de capacidad se convirtieron en sistemas de 1 GDL equivalentes (o espectro de capacidad) implementando las relaciones de conversión expuestas en la sección 2.3.3.3 junto con la información del análisis modal presentado en la sección 3.3.2.1.

De la misma forma, las demandas de desplazamiento en los espectros de capacidad fueron calculados al reemplazar los sistemas reales (i.e. aquellos que provienen directamente del análisis *'pushover'*) por curvas bilineales. El uso de curvas bilineales parece inadecuado en los edificios de muros portantes delgados, como se menciona en Arteta, Blandón, Bonett et al (2018), por lo cual estos autores propusieron la curva idealizada trilineal. Sin embargo, se utilizaron curvas bilineales en este estudio por las siguientes razones: i) las relaciones para el cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente disponibles en FEMA-440 (2005) e implementadas en este estudio fueron calibradas para sistemas bilineales, ii) las relaciones $R-\mu-T$ con las cuales se puede calcular el componente del coeficiente básico de capacidad de disipación de energía relacionado con la ductilidad del sistema fueron calibradas para sistemas bilineales; y, iii) para las demandas de desplazamiento impuestas por el sismo de diseño en los edificios del caso de estudio, las curvas bilineales se ajustan

bien a los espectros de capacidad reales. La formulación de este tipo de herramientas para sistemas trilineales podría ser parte de investigaciones futuras, las cuales podrían encontrar aplicación en la evaluación de este tipo de estructuras cuando las demandas sísmicas de desplazamiento sean más significativas.

3.4.2.6. Cálculo del coeficiente básico de capacidad de disipación de energía

El coeficiente básico de capacidad de disipación de energía R_0 se calculó para todos los edificios del caso de estudio usando las propuestas de Uang (1991) y Whittaker, Hart & Rojahn (1999) tal y como se presentaron en las secciones 2.4.1 y 2.4.2, respectivamente, de este documento.

En particular, dos de los componentes claves para la estimación de R_0 son calculados en este estudio, a saber: el componente relacionado con la ductilidad del sistema R_μ , y el componente relacionado con la sobre-resistencia del sistema Ω_0 para la propuesta de Uang (1991) y R_ζ para la propuesta de Whittaker, Hart & Rojahn (1999).

Con respecto a los otros dos componentes, se hacen las siguientes aclaraciones. En cuanto al coeficiente relacionado con el sobre-amortiguamiento del sistema (R_ξ según ATC-19 (1995)), este toma el valor de 1 dado que no hay dispositivos especiales de amortiguamiento suplemental en los edificios del caso de estudio. Por lo que se refiere al coeficiente relacionado con la redundancia del sistema R_R , este también toma el valor de 1, principalmente porque este coeficiente es calculado en NSR-10 por fuera de la definición de R_0 al incluir del coeficiente de reducción ϕ_R (debido a la redundancia del sistema).

Para el valor de R_μ , la ductilidad μ se calculó a partir de los resultados del CSM y se utilizaron las relaciones R- μ -T propuestas por Fajfar (1999) cuando el espectro de capacidad presenta un comportamiento EPP, o con las relaciones R- μ -T propuestas por Chopra & Chintanapakdee (2004) cuando el espectro de capacidad presenta endurecimiento pos-fluencia.

La propuesta de Newmark & Hall (1982) no fue considerada dado que fue calibrada para el espectro de aceleraciones propuesto por los mismos autores (Chopra, 2014), que es bastante diferente al espectro de aceleraciones de NSR-10. La propuesta de Nassar & Krawinkler (1991) se descartó debido a que se calibró para un espectro suavizado bastante diferente al espectro de NSR-10, y los valores del coeficiente de endurecimiento (α) para los cuales se calibró son, en general, diferentes a las encontradas para los edificios del caso de estudio. La propuesta de Miranda (1993) no se utilizó dado que depende de condiciones bien definidas del suelo de fundación de la estructura, que no se conocen para los edificios del caso de estudio. Finalmente, la propuesta de Fajfar (1999) es preferida sobre la propuesta de Vidic, Fajfar y Fischinger (1994) dado que: i) es una versión simplificada que ofrece esencialmente los mismos resultados que la segunda propuesta (Fajfar, 1999); y, ii) la propuesta de Fajfar (1999) trabaja con un espectro de aceleraciones suavizado más similar al utilizado en NSR-10.

Con respecto al cálculo del componente relacionado con la sobre-resistencia del sistema, las definiciones originales especificadas en la literatura técnica consultada se han mantenido en este estudio para su estimación. En particular, R_s se ha calculado con respecto al cortante de diseño del análisis elástico, y Ω_0 se ha calculado con respecto al cortante en donde el comportamiento de la estructura empieza a divergir del comportamiento elástico. Uang (1991) indica que Ω_0 está relacionado con el '*cortante en la primera fluencia significativa*' que generalmente corresponde al '*cortante en la aparición de la primera rótula plástica*'; lo que parece ser adecuado para sistemas estructurales como pórticos resistentes a momentos (Murillo, 2017). Para el caso de estudio tal definición es inadecuada (como se ha observado en estudios pasados (Arteta, Blandón, Bonett et al (2018))), y el cortante donde el comportamiento de la estructura empieza a divergir del comportamiento elástico es mejor identificado en la cercanía a los eventos de fisuración en los muros del edificio, como se mostrará más adelante en este documento. El cortante, V_s , para el cálculo de Ω_0 según Uang (1991) se tomó en este estudio como aquel en el que se presentó el primer evento de fisuración en la base de los muros.

Capítulo IV

4. Resultados

4.1. Introducción

En este capítulo se presentan de forma detallada para los edificios del caso de estudio: los resultados obtenidos a partir de la aplicación de la metodología expuesta en el Capítulo 3 con las herramientas presentadas en el Capítulo 2, varias relaciones calibradas con los datos del caso de estudio para estimar de forma aproximada curvaturas de interés en los muros, los resultados de las curvas de capacidad después de la ejecución de los análisis '*pushover*', el cálculo de los espectros de capacidad y la estimación de la demanda de desplazamiento en los edificios bajo el sismo de diseño (i.e. el punto de desempeño) usando el Método del Espectro de Capacidad CSM, el cálculo del coeficiente básico de capacidad de disipación de energía R_0 , la variación de R_0 en función de parámetros clave de los edificios, y el comportamiento Demanda/Resistencia a flexión y cortante medidos en el punto de desempeño.

4.2. Relaciones simplificadas para curvaturas de interés

Priestley & Kowalsky (1998) y posteriormente Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) demostraron que la curvatura nominal de fluencia (como se define en la sección 3.4.1.2) de muros estructurales rectangulares es esencialmente independiente del nivel de carga axial, de la resistencia del concreto y de las cuantías de refuerzo longitudinal y transversal, y puede ser adecuadamente descrita por la relación mostrada en la Ecuación 4-1. A partir del análisis de una cantidad significativa de datos obtenidos a través de análisis Momento-Curvatura, Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) recomiendan la Ecuación 4-2 para estimar la curvatura nominal de fluencia en muros estructurales.

$$\phi_y l_w = K_1 \varepsilon_y \quad (\text{Ec. 4-1})$$

$$\phi_y = 2.00 \frac{\varepsilon_y}{l_w} \quad (\text{Ec. 4-2})$$

Como se puede ver en las Ecuaciones 4-1 y 4-2, Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) recomiendan un coeficiente $K_1 = 2.00$ para muros estructurales. Sin embargo, esta recomendación proviene de análisis que consideran acero de refuerzo con un comportamiento mecánico convencional, como el mostrado en la Figura 24. A continuación, se muestran los resultados de la calibración del coeficiente K_1 para los muros de los edificios del caso de estudio de esta investigación.

4.2.1. Relaciones simplificadas para la curvatura de fisuración

La curvatura de fisuración (ϕ_{cr}) puede calcularse, para un caso general, a partir de los principios básicos de la mecánica de materiales con las Ecuaciones 4-3 y 4-4.

$$-\frac{P}{A_g} + \frac{M_{cr}}{S} = f_{cr} \quad (\text{Ec. 4-3})$$

$$\phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{E_c I_g} \quad (\text{Ec. 4-4})$$

En las Ecuaciones 4-3 y 4-4, P es la carga axial en el muro bajo condiciones sísmicas, A_g es el área total de la sección, M_{cr} es el momento de fisuración, S es el módulo elástico de la sección en la dirección de la flexión, f_{cr} es el esfuerzo de fisuración del concreto, dado en la Ecuación 3-2, E_c es el módulo de elasticidad del concreto, dado en la Ecuación 3-1, e I_g es el momento de inercia de la sección total en la dirección de la flexión.

Durante los resultados de los análisis Momento-Curvatura se encuentra el valor de la curvatura de fisuración siguiendo, en esencia, lo que se indica en la Ecuación 4-4, sin embargo, estos análisis consideran la inercia de la sección transformada (i.e. considerando al acero de refuerzo en la sección). La Figura 37 muestra la comparación de los resultados obtenidos a partir de los análisis Momento-Curvatura y los resultados de la Ecuación 4-4 para la sección correspondiente a la base de los muros de todos los edificios del caso de estudio.

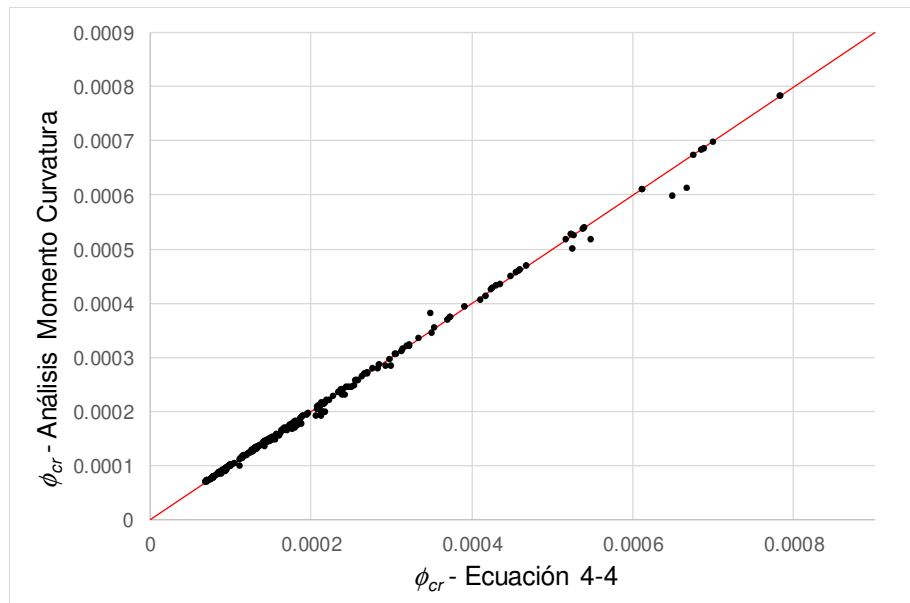


Figura 37. Comparación curvaturas de fisuración con análisis Momento-Curvatura y con la Ecuación 4-4

Como muestra la Figura 37, los valores de la curvatura de fisuración obtenidos a partir del análisis Momento-Curvatura son esencialmente iguales a los valores obtenidos del mismo parámetro mediante las Ecuaciones 4-3 y 4-4, de manera que estas últimas pueden utilizarse en un caso general con gran confiabilidad.

Infortunadamente, como indica la Ecuación 4-3, la curvatura de fluencia sí depende de la carga axial y de la resistencia del concreto, por lo tanto, la calibración del coeficiente K_1 en la Ecuación 4-1 es una tarea ineficiente. Esto se demuestra en la Figura 38, donde los valores de K_1 a partir de los resultados de los análisis Momento-Curvatura se muestran como función de la carga axial en el muro.

Como se puede ver la Figura 38, no hay una convergencia en los valores de K_1 , y, de hecho, como es de esperarse, los valores tienden a crecer linealmente con los valores de carga axial. La Figura 38 también muestra los datos agrupándose en dos nubes, la nube de puntos superior corresponde a los muros reforzados con acero convencional mientras que la nube inferior (la que agrupa más puntos) corresponde a los muros reforzados con malla electrosoldada.

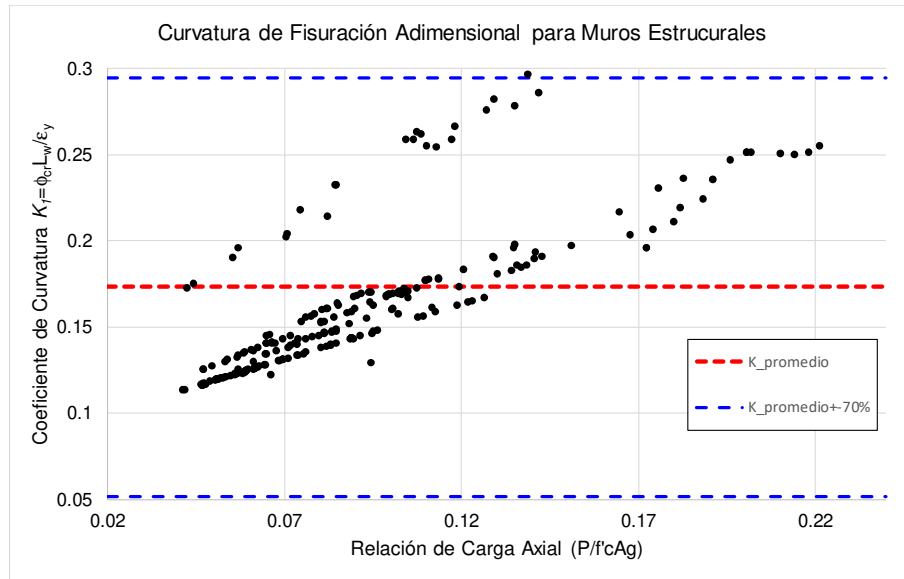
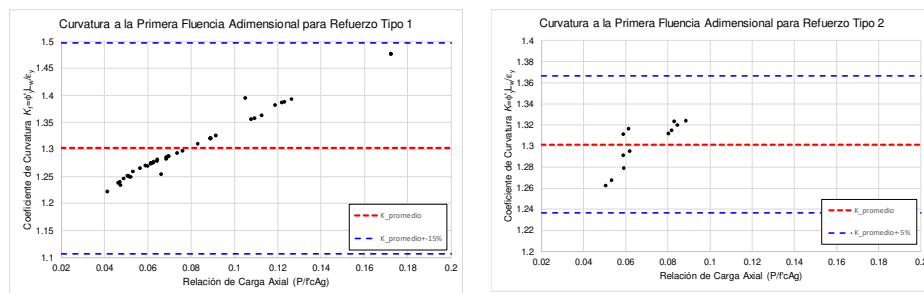


Figura 38. Coeficiente de curvatura K_1 para la curvatura de fisuración

A pesar de estas dificultades, las Ecuaciones 4-3 y 4-4 se consideran lo suficientemente simples como para usarse en la práctica, en particular teniendo en cuenta que tienen la misma forma de las ecuaciones necesarias para calcular esfuerzos para la verificación de la necesidad de elementos de borde.

4.2.2. Relaciones simplificadas para la curvatura en la primera fluencia

Los valores del coeficiente K_1 se calcularon en la consecución de la curvatura en la primera fluencia (ϕ'_y), tal y como se definió en la sección 3.4.1.2 y se presentan de la misma manera que en la Figura 38, sin embargo, para los tipos de secciones de refuerzo identificadas en la Figura 21, los resultados para los diferentes tipos de refuerzo se presentan en la Figura 39.



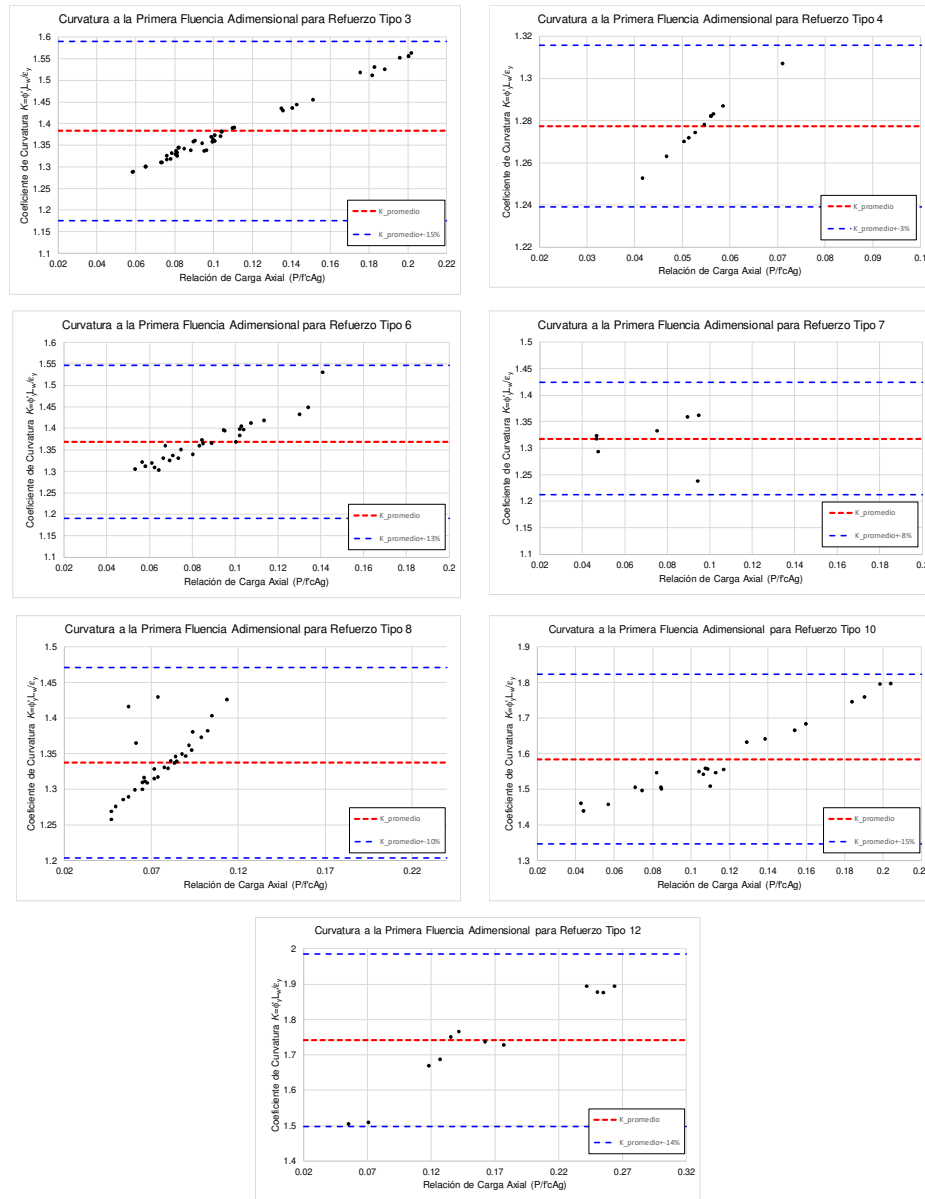


Figura 39. K_1 para la curvatura en la primera fluencia para las secciones de refuerzo de muros TIPO

Los resultados en la Figura 39 indican que para la curvatura en la primera fluencia existe, en la mayoría de los casos, una relación casi lineal entre la curvatura y la carga axial, independientemente de su tipología de refuerzo. Sin embargo, los valores del coeficiente K_1 pueden acotarse dentro de los límites aceptables de dispersión respecto al valor promedio. Los valores promedio del coeficiente K_1 y los valores de dispersión requeridos para acotar los datos se resumen en la Tabla 14.

Tabla 14. K_1 promedio según el tipo de refuerzo y dispersión necesaria para acotar los datos para la curvatura a la primera fluencia

Sección Tipo	K_1 -promedio	Dispersión [%]
1	1.30	15
2	1.30	5
3	1.38	15
4	1.28	3
6	1.37	13
7	1.32	8
8	1.34	10
10	1.58	15
12	1.74	14

Como se puede ver en la Tabla 14, el valor máximo de dispersión corresponde al 15% para el rango de cargas axiales tomadas, y los valores promedio de K_1 son similares para las tipologías de refuerzo 1 a 8. En la Figura 40, el coeficiente K_1 tiene un valor promedio de 1.34 y se requiere una dispersión del 17% con respecto a este valor para acotar los datos provenientes del análisis. En la Tabla 15 se resumen las relaciones obtenidas a partir de la Figura 39 y de la Figura 40 para la estimación aproximada de la curvatura de la primera fluencia en muros delgados diseñados con la practica colombiana producto de los datos obtenidos del caso de estudio investigado en este trabajo.

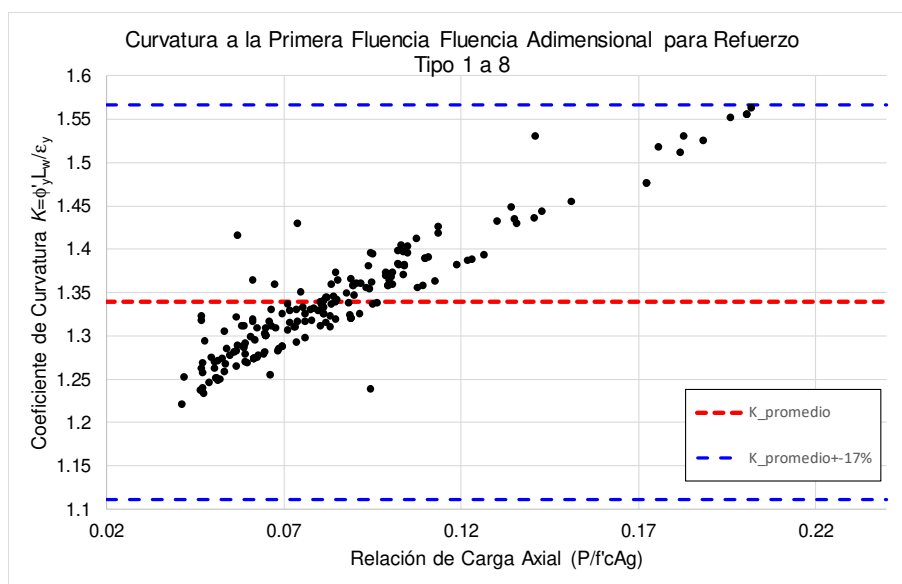


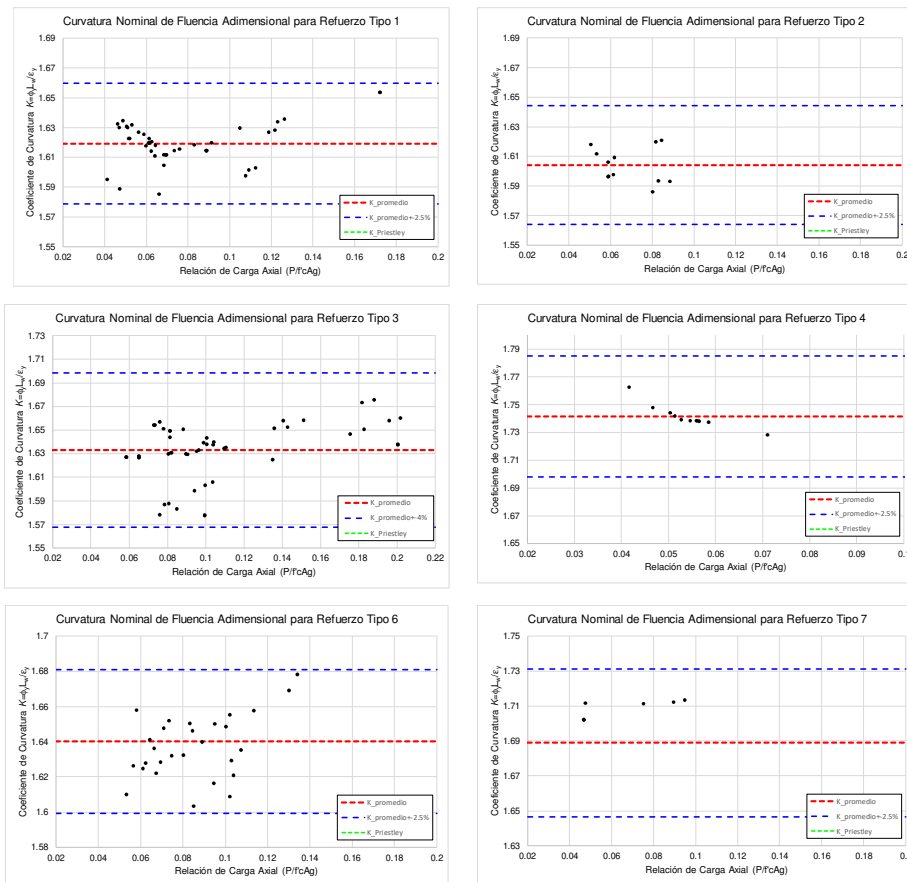
Figura 40. K_1 para la curvatura de la primera fluencia para las secciones TIPO 1 a 8

Tabla 15. Relaciones recomendadas para el cálculo aproximado de la curvatura a la primera fluencia para muros rectangulares delgados diseñados en Colombia

Edificio	Uso y limitaciones
$\phi'_y = 1.34 \frac{\epsilon_y}{l_w} (\pm 17\%)$	Muros rectangulares reforzados principalmente con malla electrosoldada (con o sin refuerzo adicional convencional). $0.02 \leq P/(f_c A_g) \leq 0.2$
$\phi'_y = 1.58 \frac{\epsilon_y}{l_w} (\pm 15\%)$	Muros rectangulares reforzados con acero convencional y elementos de borde confinados. $0.02 \leq P/(f_c A_g) \leq 0.2$
$\phi'_y = 1.78 \frac{\epsilon_y}{l_w} (\pm 14\%)$	Muros rectangulares completamente confinados reforzados con acero convencional. $0.02 \leq P/(f_c A_g) \leq 0.2$

4.2.3. Relaciones simplificadas para la curvatura nominal de fluencia

De acuerdo con la sección 3.4.1.2, y la Figura 41, encontramos los valores de K_1 para la curvatura nominal de fluencia (ϕ_y) de las tipologías de refuerzo. En la Tabla 16 se resumen los resultados.



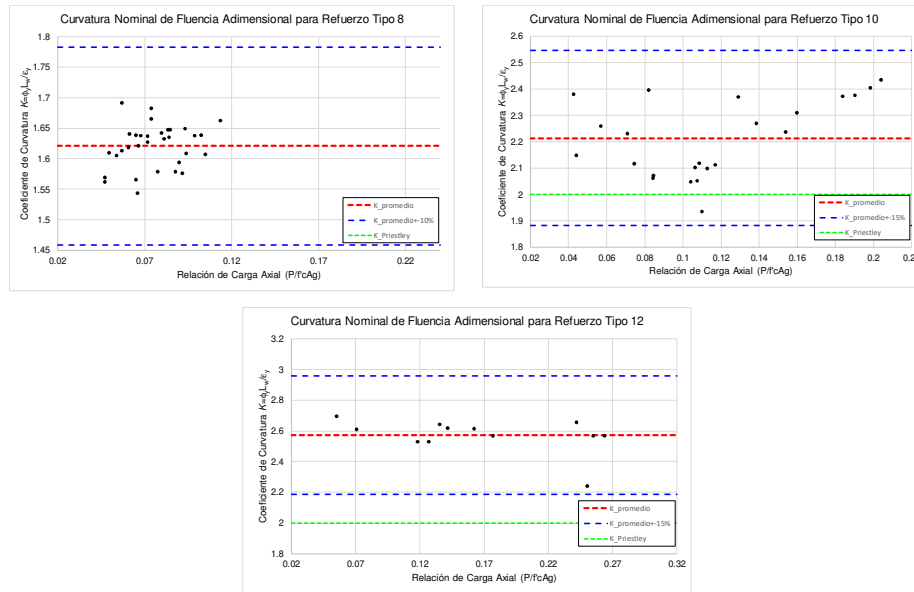


Figura 41. Coeficiente de curvatura K_1 para la curvatura nominal de fluencia para los diferentes tipos de refuerzo de muro

Tabla 16. K_1 promedio según el tipo de refuerzo y dispersión necesaria para acotar los datos para la curvatura nominal de fluencia

Sección Tipo	K_1 -promedio	Dispersión [%]
1	1.62	3
2	1.60	3
3	1.63	4
4	1.74	3
6	1.64	3
7	1.69	3
8	1.62	10
10	2.21	15
12	2.57	15

La Figura 41 muestra como la curvatura nominal de fluencia es básicamente independiente de la carga axial, confirmando las observaciones hechas por Priestley & Kowalsky (1998) y explicando por qué la curvatura nominal de fluencia es un parámetro más estable que la curvatura en la primera fluencia. También muestra que en el comportamiento de los muros con sección de refuerzo TIPO 10 y TIPO 12, los valores de K_1 son cercanos al recomendado por Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) de $K_1 = 2.00$. La Tabla 17 contiene las expresiones recomendadas para el cálculo aproximado de la curvatura nominal de fluencia producto de este estudio.

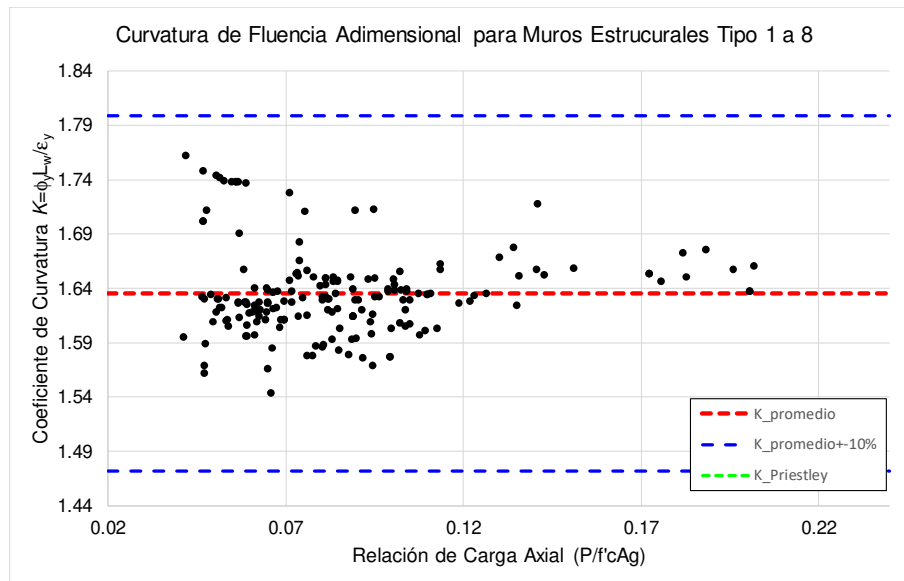


Figura 42. Coeficiente de curvatura K1 para la curvatura nominal de fluencia para las tipologías de refuerzo TIPO 1 a 8

Tabla 17. Relaciones recomendadas para el cálculo aproximado de la curvatura nominal de fluencia para muros rectangulares delgados diseñados en Colombia

Edificio	Uso y limitaciones
$\phi_y = 1.64 \frac{\epsilon_y}{l_w} (\pm 10\%)$	Muros rectangulares reforzados principalmente con malla electrosoldada (con o sin refuerzo adicional convencional). $0.02 \leq P/(f_c A_g) \leq 0.2$
$\phi_y = 2.21 \frac{\epsilon_y}{l_w} (\pm 15\%)$	Muros rectangulares reforzados con acero convencional y elementos de borde confinados. $0.02 \leq P/(f_c A_g) \leq 0.2$
$\phi'_y = 2.57 \frac{\epsilon_y}{l_w} (\pm 15\%)$	Muros rectangulares completamente confinados reforzados con acero convencional. $0.02 \leq P/(f_c A_g) \leq 0.2$

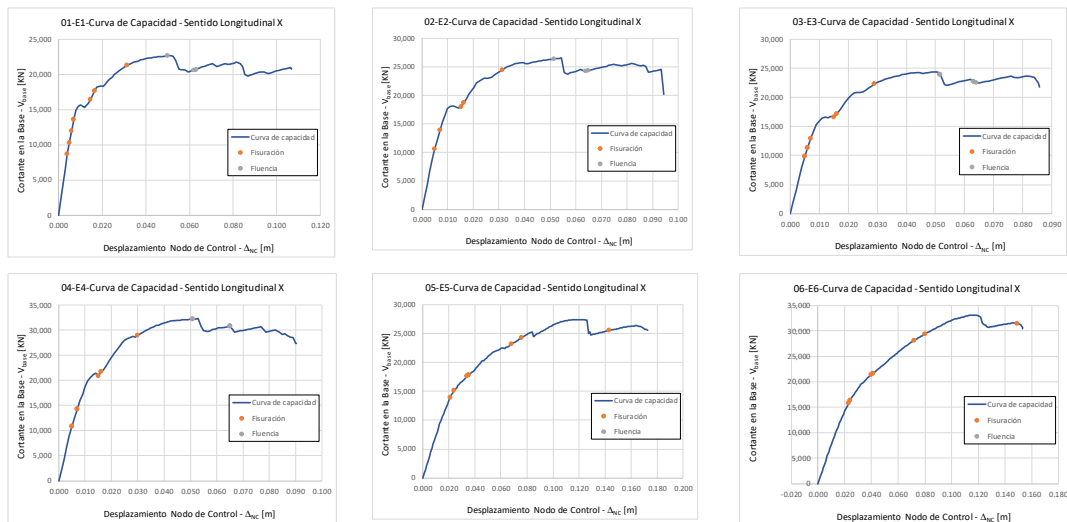
Las expresiones presentadas en la Tabla 15 y en la Tabla 17 deben verse como provisionales y sujetas a modificaciones al trabajar con una base de datos más amplia y diversa. De la misma forma, estas expresiones se proponen debido a su potencial utilidad para la implementación de procedimientos de diseño y/o evaluación basados en el desplazamiento (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007) cuya aplicación se ha investigado en el contexto nacional mostrando resultados prometedores e interesantes (Gómez, 2015).

4.3. Curvas de capacidad

Las curvas de capacidad se obtuvieron del programa de análisis siguiendo los lineamientos indicados en las secciones 2.3.2 3.4.2.3 y 3.4.2.4. Los resultados para todos los edificios del caso de estudio se muestran en la Figura 43 y en la Figura 44 en el sentido longitudinal y transversal respectivamente, las curvas se complementan con las series 'Fisuración' y 'Fluencia', que indican los diferentes desplazamientos en los cuales los muros alcanzan la fisuración y la primera fluencia, respectivamente, en la base del muro. Estos desplazamientos se calcularon de acuerdo con Priestley Calvi & Kowalsky (2007) usando las Ecuaciones 4-5 y 4-6, en donde Δ_{cr} y Δ'_y son los desplazamientos en la cubierta en la fisuración y en la primera fluencia respectivamente, en la base del muro; ϕ_{cr} y ϕ'_y son las curvaturas de fisuración y primera fluencia, tal y como se definieron anteriormente, y H_w es la altura total del muro en particular.

$$\Delta_{cr} = \frac{1}{3} \phi_{cr} H_w^2 \quad (\text{Ec. 4-5})$$

$$\Delta'_y = \frac{1}{3} \phi'_y H_w^2 \quad (\text{Ec. 4-6})$$



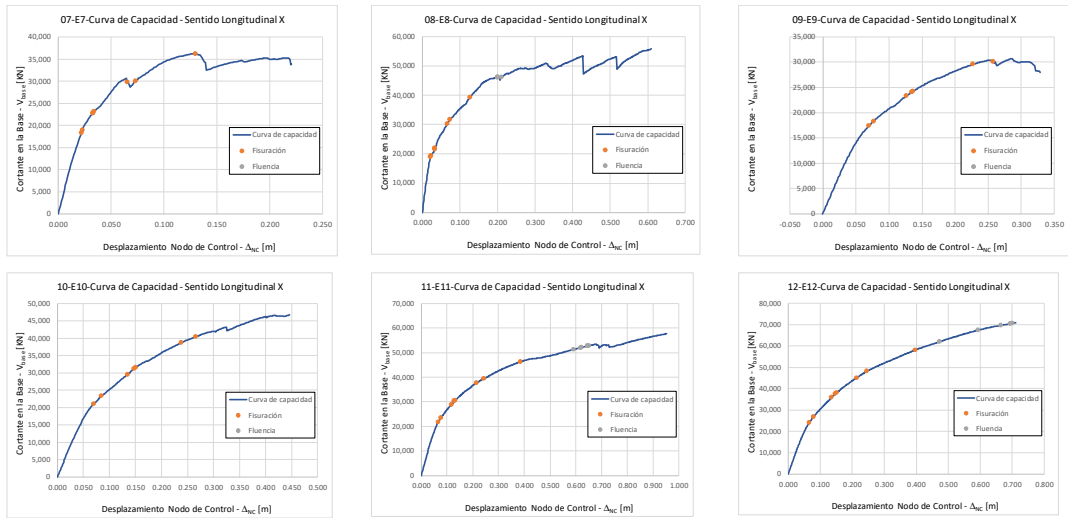
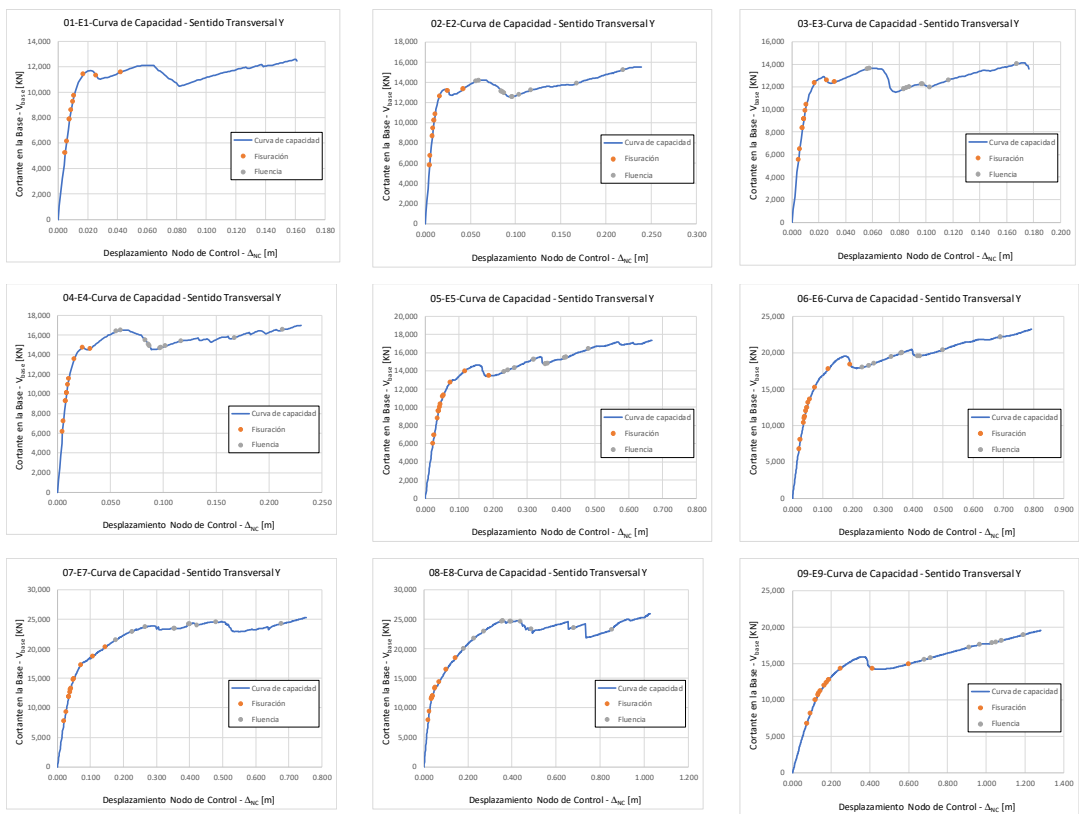


Figura 43. Curvas de capacidad obtenidas para los edificios del caso de estudio – sentido longitudinal



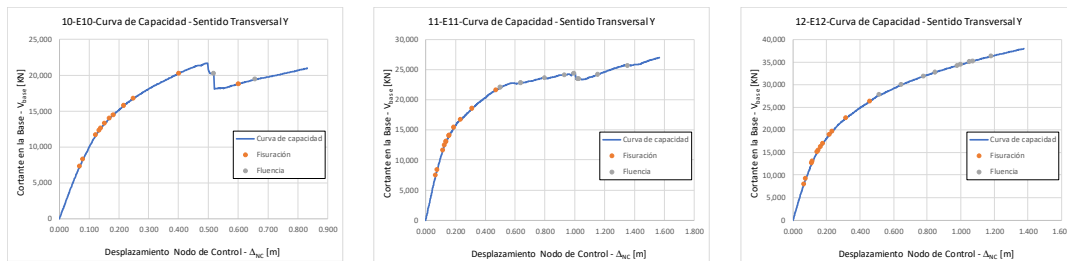


Figura 44. Curvas de capacidad obtenidas para los edificios del caso de estudio – sentido transversal

Como se anticipó en la sección 3.4.2.6, las curvas de capacidad de los edificios del caso de estudio indican que el comportamiento de las estructuras empieza a cambiar y a alejarse del comportamiento elástico cuando los muros llegan al estado de fisuración en la base, así mismo, en algunos casos la fluencia se presenta cuando ya se ha producido una degradación importante de la rigidez global, esto, se evidencia en una parte de las curvas con tendencia horizontal.

Este comportamiento es mucho más pronunciado en el sentido transversal. La observación anterior es importante para los edificios investigados en este estudio, ya que, como se mencionó anteriormente, el denominado '*cortante en la primera fluencia significativa*' corresponde al cortante en las cercanías de la fisuración significativa. Tal cortante es tomado para calcular el coeficiente básico de capacidad de disipación de energía de acuerdo con Uang (1991).

4.4. Cálculo del espectro de capacidad y los desplazamientos en el punto de desempeño

Las curvas de capacidad mostradas en la Figura 43 y en la Figura 44 fueron convertidas en sistemas de 1 GDL equivalentes (o espectros de capacidad) usando la formulación descrita en la sección 2.3.3.3, los factores para la conversión fueron calculados usando los resultados del análisis modal presentados en la sección 3.3.2.1, y la demanda de desplazamiento en el espectro de capacidad (i.e. el punto de desempeño) se calculó usando el algoritmo del Método del Espectro de Capacidad (CSM, sección 2.3.3.3) implementando las ecuaciones provistas por FEMA-440 (2005). Los resultados de la última iteración durante la ejecución del CSM, en la determinación del punto de desempeño, se presentan en la Figura 45 y en la Figura 46 para la dirección longitudinal

y transversal de los edificios del caso de estudio, respectivamente. La información presentada en la Figura 45 y en la Figura 46 indica que, en ambas direcciones principales, las demandas de desplazamiento, y por lo tanto, de ductilidad de desplazamiento son relativamente bajas para todos los edificios del caso de estudio, en comparación con la capacidad total de desplazamiento estimada, presentando una demanda de ductilidad de desplazamiento máxima μ en el sentido longitudinal de 3.44 para el Edificio-12 (DES-D) y de 6.44 para el Edificio-8 (DES-D) en el sentido transversal.

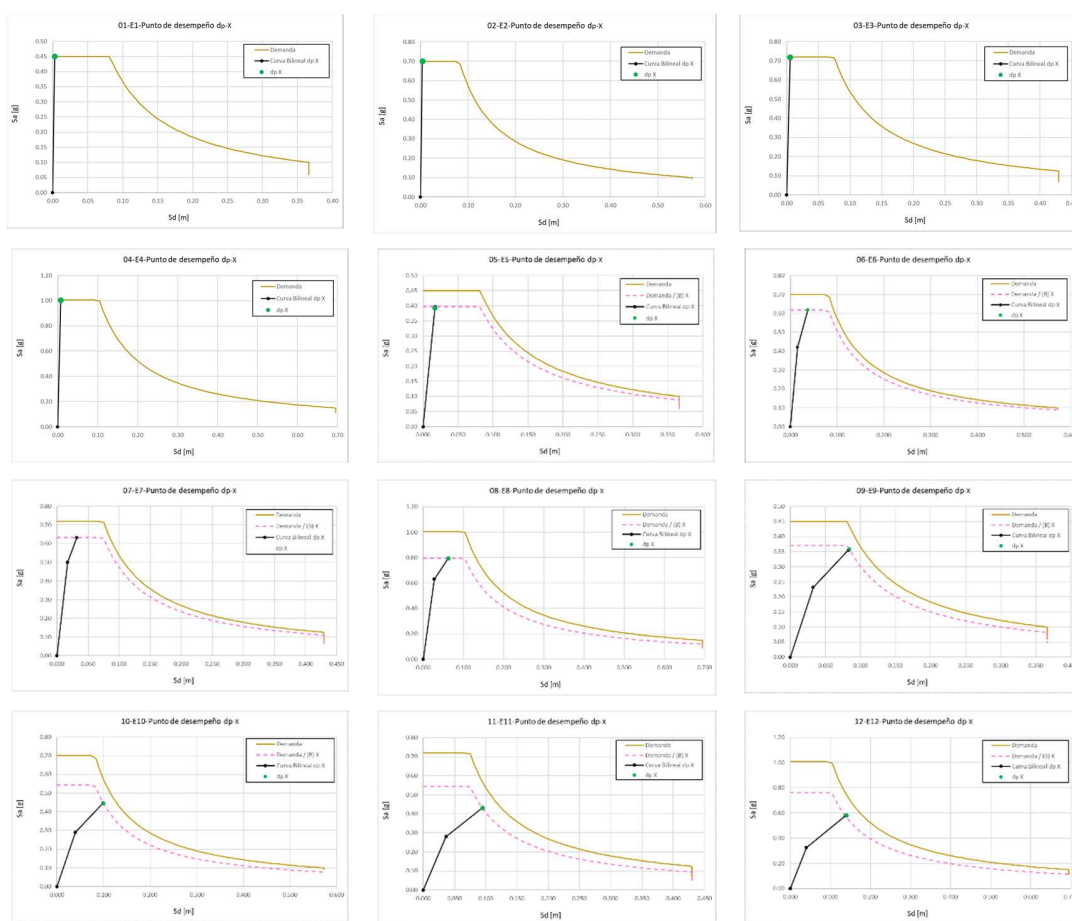


Figura 45. Estimación del punto de desempeño usando el CSM – sentido longitudinal

Se puede ver también, que la respuesta de los Edificios 1, 2, 3 y 4 en el sentido longitudinal y de los Edificios 1 y 2 en el sentido transversal permanecen en el rango elástico para el sismo de diseño. Estos resultados son contrarios a las suposiciones de

diseño empleadas en el análisis elástico, que prevé cierta ductilidad de desplazamiento en *todos* los edificios durante el sismo de diseño. Las demandas de ductilidad de desplazamiento en el sentido longitudinal y transversal son, en general (excepto para los edificios 1, 2 y 3), diferentes, contrario a las suposiciones adoptadas en el diseño elástico, en las que implícitamente se asume que la demanda de ductilidad de desplazamiento es igual en el sentido longitudinal y en el sentido transversal. Sin embargo, las diferencias no son tan significativas como para que, de manera aproximada, se pueda descartar la suposición como completamente equivocada.

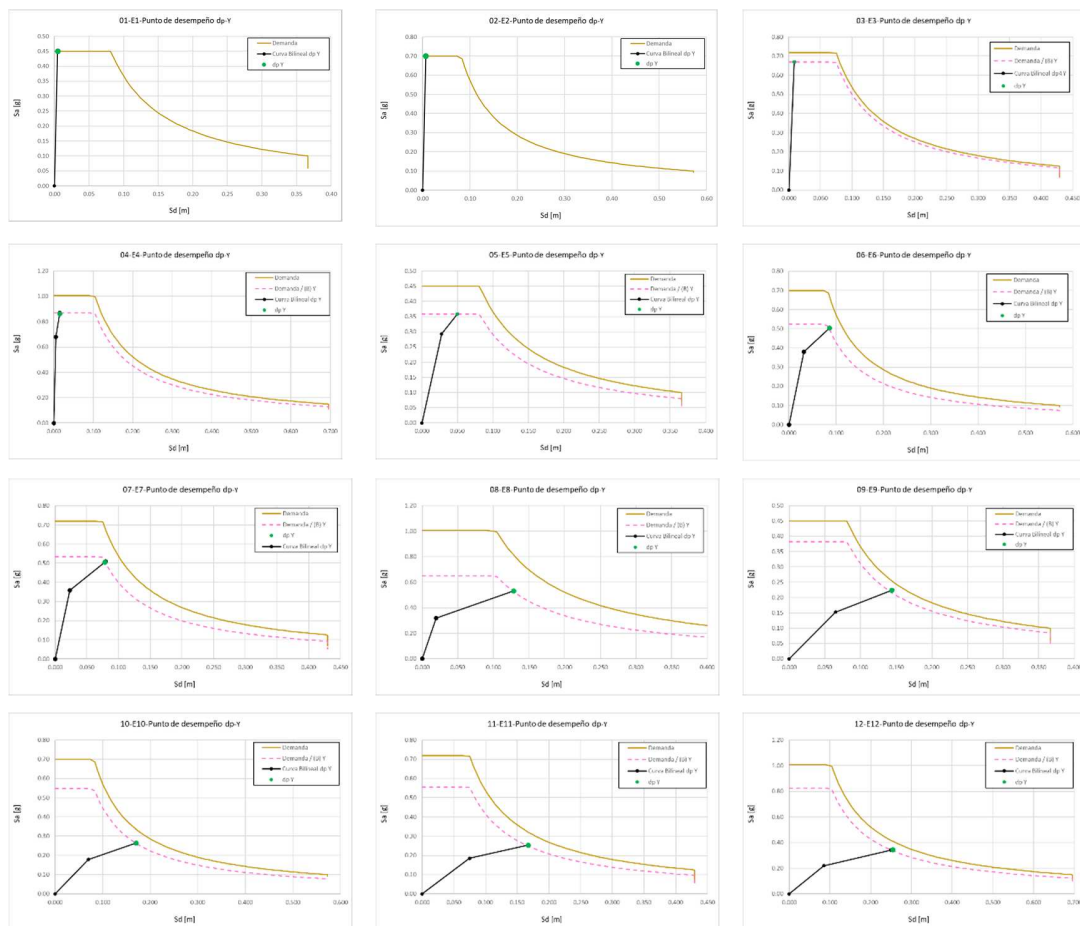


Figura 46. Estimación del punto de desempeño usando el CSM – sentido transversal

4.5. Estimación del coeficiente básico de capacidad de disipación de energía

El coeficiente básico de capacidad de disipación de energía R_0 se calculó con base en las propuestas de Uang (1991) y Whittaker, Hart & Rojahn (1999), y los lineamientos de las secciones 2.4.1, 2.4.2 y 3.4.2.6. Los valores de cortante en la base requeridos se presentan en la Tabla 18 y en la Tabla 19, y el resumen en la Tabla 20 y en la Tabla 21.

Tabla 18. Cortantes en la base requeridos para el cálculo de R_0 en el sentido longitudinal

Edificio	Codificación	H [m]	To [sec]	Desplazamiento de fluencia Δy [m]	Cortante de diseño V_d [KN]	Cortante de la primera fluencia significativa V_s [KN]	Cortante de diseño V_y [KN]
Edificio 1	DMO-C	14.4	0.15	0.00262	2086	10328	7742
Edificio 2	DMO-D	14.4	0.15	0.00379	3313	10577	10993
Edificio 3	DES-C	14.4	0.15	0.00513	2731	9808	13043
Edificio 4	DES-D	14.4	0.15	0.00722	3900	10836	18621
Edificio 5	DMO-C	28.8	0.37	0.01722	4585	13896	15296
Edificio 6	DMO-D	28.8	0.37	0.01550	7266	15847	16673
Edificio 7	DES-C	28.8	0.33	0.01710	6229	18326	20807
Edificio 8	DES-D	28.8	0.32	0.02720	8990	19060	26955
Edificio 9	DMO-C	48.0	0.75	0.03271	7795	17410	15037
Edificio 10	DMO-D	48.0	0.70	0.03950	12432	21066	20229
Edificio 11	DES-C	48.0	0.68	0.03640	10380	21682	20408
Edificio 12	DES-D	48.0	0.67	0.04000	15487	24065	24912

Tabla 19. Cortantes en la base requeridos para el cálculo de R_0 en el sentido transversal

Edificio	Codificación	H [m]	To [sec]	Desplazamiento de fluencia Δy [m]	Cortante de diseño V_d [KN]	Cortante de la primera fluencia significativa V_s [KN]	Cortante de diseño V_y [KN]
Edificio 1	DMO-C	14.4	0.20	0.00453	1943	5246	6514
Edificio 2	DMO-D	14.4	0.19	0.00643	3090	5775	9674
Edificio 3	DES-C	14.4	0.19	0.00863	2544	2544	11069
Edificio 4	DES-D	14.4	0.19	0.00550	3638	13537	11485
Edificio 5	DMO-C	28.8	0.59	0.02793	4310	9580	10419
Edificio 6	DMO-D	28.8	0.55	0.03200	6830	10365	13777
Edificio 7	DES-C	28.8	0.51	0.02310	5859	11851	13607
Edificio 8	DES-D	28.8	0.50	0.01988	8457	11684	12374
Edificio 9	DMO-C	48.0	1.31	0.06513	5167	8132	9325
Edificio 10	DMO-D	48.0	1.23	0.07000	7476	11682	11565
Edificio 11	DES-C	48.0	1.22	0.07500	6224	11614	12544
Edificio 12	DES-D	48.0	1.21	0.08500	9198	12595	15738

Tabla 20. Resumen del cálculo de R_0 de acuerdo con Uang y Whittaker et al. en el sentido longitudinal

Edificio	Codificación	Cortante en el punto de desempeño V_{des} [KN]	Desplazamiento en el punto de desempeño $\Delta_{NC,obj}$ [m]	μ_{Δ}	R_{μ}	Ω_0	R_s	R_{0-Uang}	$R_{0-Whittaker}$ et al.
Edificio 1	DMO-C	7742	0.00262	1.00	1.00	1.00	3.71	1.00	3.71
Edificio 2	DMO-D	10993	0.00379	1.00	1.00	1.04	3.32	1.04	3.32
Edificio 3	DES-C	13043	0.00513	1.00	1.00	1.33	4.78	1.33	4.78
Edificio 4	DES-D	18621	0.00722	1.00	1.00	1.72	4.77	1.72	4.77
Edificio 5	DMO-C	15296	0.01722	1.00	1.00	1.10	3.34	1.10	3.34
Edificio 6	DMO-D	24554	0.03725	2.40	2.24	1.05	2.29	2.35	5.13
Edificio 7	DES-C	26288	0.03200	1.87	2.04	1.14	3.34	1.70	5.01
Edificio 8	DES-D	34011	0.06259	2.30	2.17	1.41	3.00	2.61	5.52
Edificio 9	DMO-C	23126	0.08305	2.54	2.40	1.00	1.93	2.40	4.63
Edificio 10	DMO-D	31061	0.09827	2.49	2.39	1.00	1.63	2.39	3.88
Edificio 11	DES-C	31576	0.09554	2.62	2.51	1.00	1.97	2.51	4.93
Edificio 12	DES-D	44248	0.13751	3.44	3.16	1.04	1.61	3.27	5.09

Tabla 21. Resumen del cálculo de R_0 de acuerdo con Uang y Whittaker et al. en el sentido transversal

Edificio	Codificación	Cortante en el punto de desempeño V_{des} [KN]	Desplazamiento en el punto de desempeño $\Delta_{NC,obj}$ [m]	μ_{Δ}	R_{μ}	Ω_0	R_s	R_{0-Uang}	$R_{0-Whittaker}$ et al.
Edificio 1	DMO-C	6514	0.00453	1.00	1.00	1.24	3.35	1.24	3.35
Edificio 2	DMO-D	9674	0.00643	1.00	1.00	1.67	3.13	1.67	3.13
Edificio 3	DES-C	11069	0.00863	1.00	1.00	1.99	4.35	1.99	4.35
Edificio 4	DES-D	14555	0.01504	2.73	2.25	1.00	3.16	2.25	7.11
Edificio 5	DMO-C	12738	0.04992	1.79	1.43	1.09	2.42	1.55	3.45
Edificio 6	DMO-D	18241	0.08584	2.68	2.49	1.33	2.02	3.32	5.03
Edificio 7	DES-C	19270	0.07945	3.44	3.01	1.15	2.32	3.46	6.99
Edificio 8	DES-D	20573	0.12799	6.44	4.71	1.06	1.46	4.98	6.88
Edificio 9	DMO-C	13773	0.14495	2.23	2.18	1.15	1.80	2.51	3.94
Edificio 10	DMO-D	17133	0.17105	2.44	2.40	1.00	1.55	2.40	3.71
Edificio 11	DES-C	17215	0.16821	2.24	2.21	1.08	2.02	2.39	4.46
Edificio 12	DES-D	24451	0.24930	2.93	2.85	1.25	1.71	3.57	4.88

Las variaciones, tendencias y comparaciones con respecto a los valores recomendados en NSR-10 para los valores estimados de R_0 en los edificios del caso de estudio se presentan a continuación.

4.6. Variación de los coeficientes básicos de disipación de energía

Se presentan a continuación las diferentes tendencias y variaciones que se identificaron en los valores estimados de R_0 para los edificios del caso de estudio.

4.6.1. Resultados por capacidad de disipación de energía

4.6.1.1. DMO – Sentido Longitudinal

De acuerdo con la Tabla 4 de este documento, NSR-10 indica que para diseño DMO; $R_{0-NSR-10} = 4.0$, $\Omega_{0-NSR-10} = 2.5$, y, de manera implícita, con base en la definición de R_0 , el coeficiente de ductilidad $R_{\mu-NSR-10} = 1.6$. Los valores estimados de R_{μ} , Ω_0 , R_S , R_{0-Uang} y $R_{0-Whittaker et al.}$ para los edificios DMO en sentido longitudinal del caso de estudio con respecto al valor establecido por la normatividad se muestran en la Figura 47.

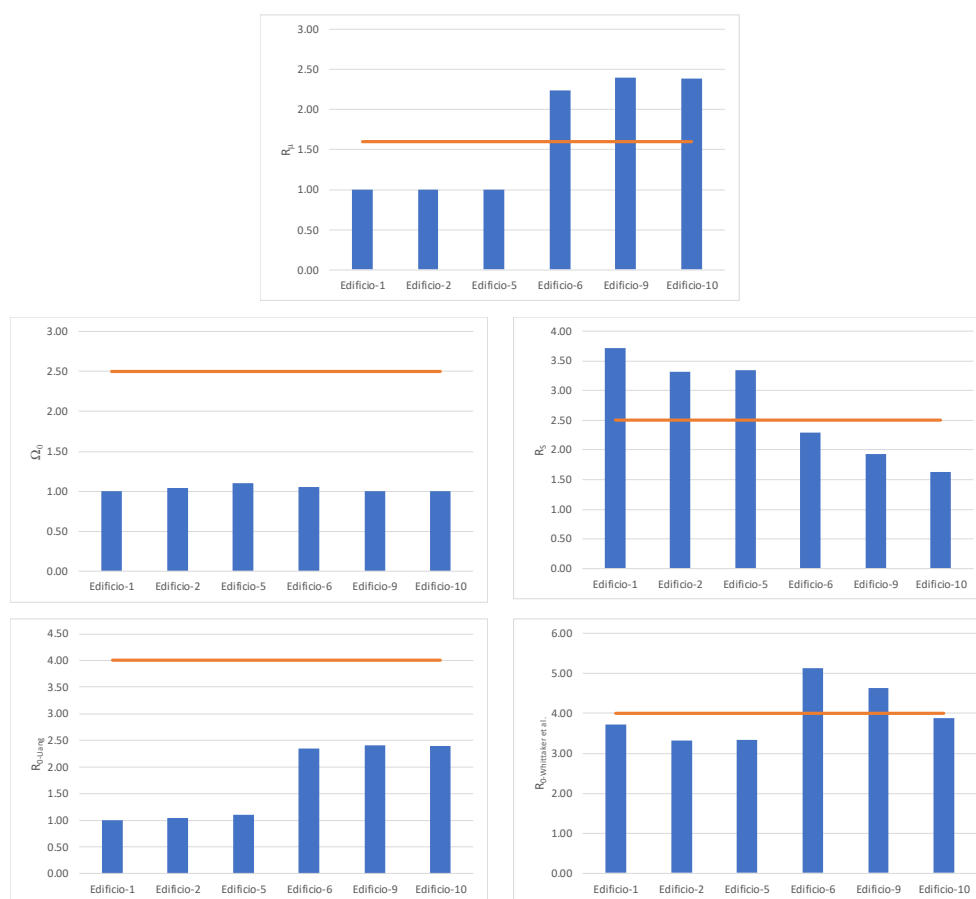


Figura 47. Valores de R_{μ} , Ω_0 , R_S , R_{0-Uang} y $R_{0-Whittaker et al.}$ en sentido longitudinal para edificios DMO

Como se puede ver en la Figura 47, los Edificios 1, 2 y 5 del caso de estudio no presentan demanda de ductilidad, por lo tanto, tienen un valor de $R_{\mu} = 1$, que

corresponde al 62.5% del valor indicado en NSR-10. Se debe notar que el Edificio-5 tiene una altura de 28.8m y es de 12 pisos. Los edificios 6, 9 y 10 tienen una demanda de ductilidad más alta con valores del 140%, 150% y 149% del valor indicado en NSR-10. Desde este punto de vista, ninguno de los edificios es consistente con las provisiones de la normatividad.

Los valores estimados para Ω_0 de acuerdo con Uang (1991), en promedio alcanzan sólo el 41% del valor sugerido por NSR-10. Y los valores estimados para R_S de acuerdo con Whittaker, Hart & Rojahn (1999), son más altos que los implícitos en NSR-10 (~138% en promedio) para los edificios 1, 2 y 5, y menores (~78% en promedio) para los edificios 6, 9 y 10.

Los valores de R_{0-Uang} son menores a los indicados en NSR-10; siendo sólo ~25% para los Edificios 1, 2 y 5, y sólo ~60% para los Edificios 6, 9 y 10. Siendo ~42% en promedio del valor del reglamento para los edificios del grupo.

Los valores de $R_{0-Whittaker et al.}$ son mucho más similares a lo indicado por la normatividad. De hecho, en promedio, el coeficiente de capacidad de disipación de energía de acuerdo con Whittaker, Hart & Rojahn (1999) es esencialmente igual al indicado por la normatividad para este grupo de edificios, siendo aproximadamente 15% más bajo que el valor de referencia para los edificios 1, 2 y 5; y ~15% más alto para los edificios 6, 9 y 10.

4.6.1.2. DMO – Sentido Transversal

Los valores estimados de R_μ , Ω_0 , R_S , R_{0-Uang} y $R_{0-Whittaker et al.}$ para los edificios DMO en sentido transversal, se muestran en la Figura 48. En los Edificios 1, 2 y 5, R_μ , presenta un valor en promedio de sólo ~70% y para los edificios 6, 9 y 10 en promedio ~147% de lo indicado en NSR-10. De nuevo, ninguno de los edificios es consistente con las provisiones de la normatividad.

Los valores estimados para Ω_0 alcanzan en promedio sólo el 50% del valor sugerido por NSR-10, y los valores de R_S , son ~130%, ~90% y ~70% de lo implícito en la normatividad para los edificios 1 y 2, 5 y 6, y, 9 y 10 respectivamente.

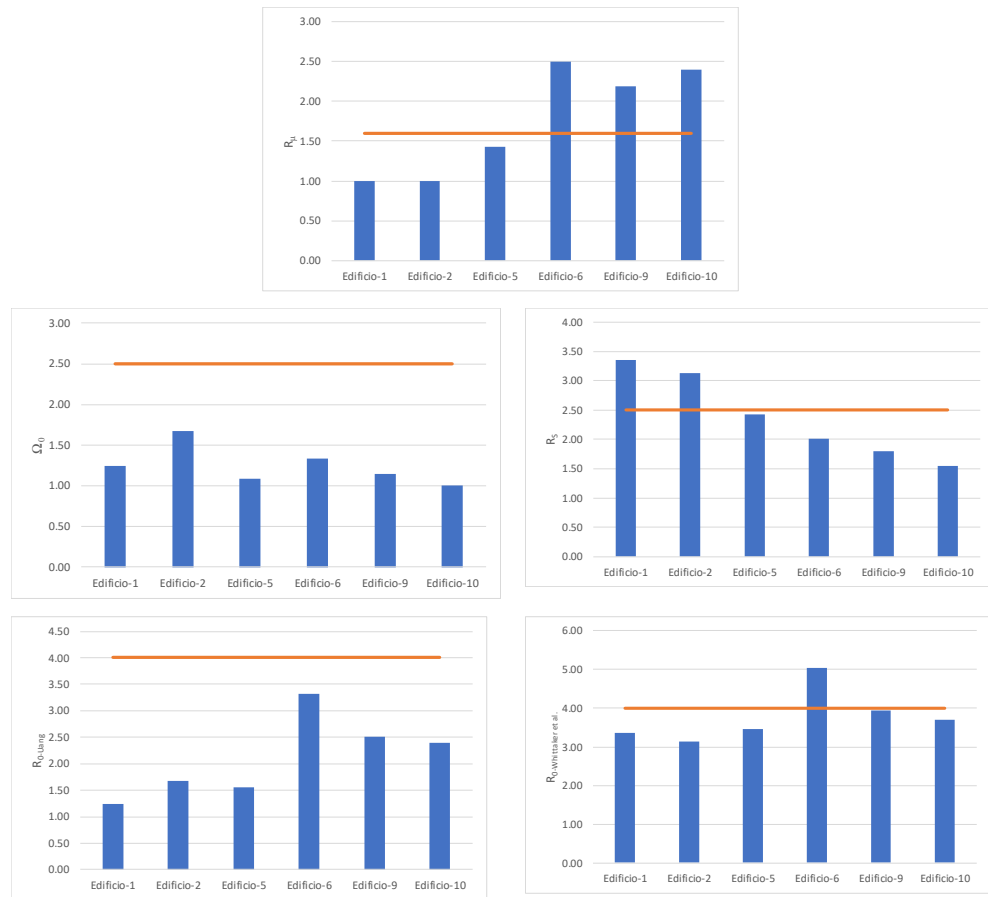


Figura 48. Valores de R_μ , Ω_0 , R_s , R_{0-Uang} y $R_{0-Whittaker et al.}$ en sentido transversal para edificios DMO

Los valores de R_{0-Uang} son sólo ~38% para los Edificios 1, 2 y 5, y sólo ~68% para los Edificios 6, 9 y 10. Siendo ~52% en promedio del valor del código para los edificios del grupo.

Los valores de $R_{0-Whittaker et al.}$ son mucho más similares alcanzando un valor del 94% en promedio de lo indicado en NSR-10, siendo aproximadamente 18% más bajo que el valor de referencia para los edificios 1, 2 y 5; y ~5% más alto para los edificios 6, 9 y 10.

4.6.1.3. DES – Sentido Longitudinal

De acuerdo con la Tabla 4 de este documento, NSR-10 indica que para diseño DES; $R_{0-NSR-10} = 5.0$, $\Omega_{0-NSR-10} = 2.5$, y, de manera implícita, con base en la

definición de R_0 , el coeficiente de ductilidad $R_{\mu-NSR-10} = 2.0$. Los valores estimados de R_{μ} , Ω_0 , R_S , R_{0-Uang} y $R_{0-Whittaker et al.}$ para los edificios DES en sentido longitudinal del caso de estudio con respecto al valor establecido por la normatividad se muestran en la Figura 49.

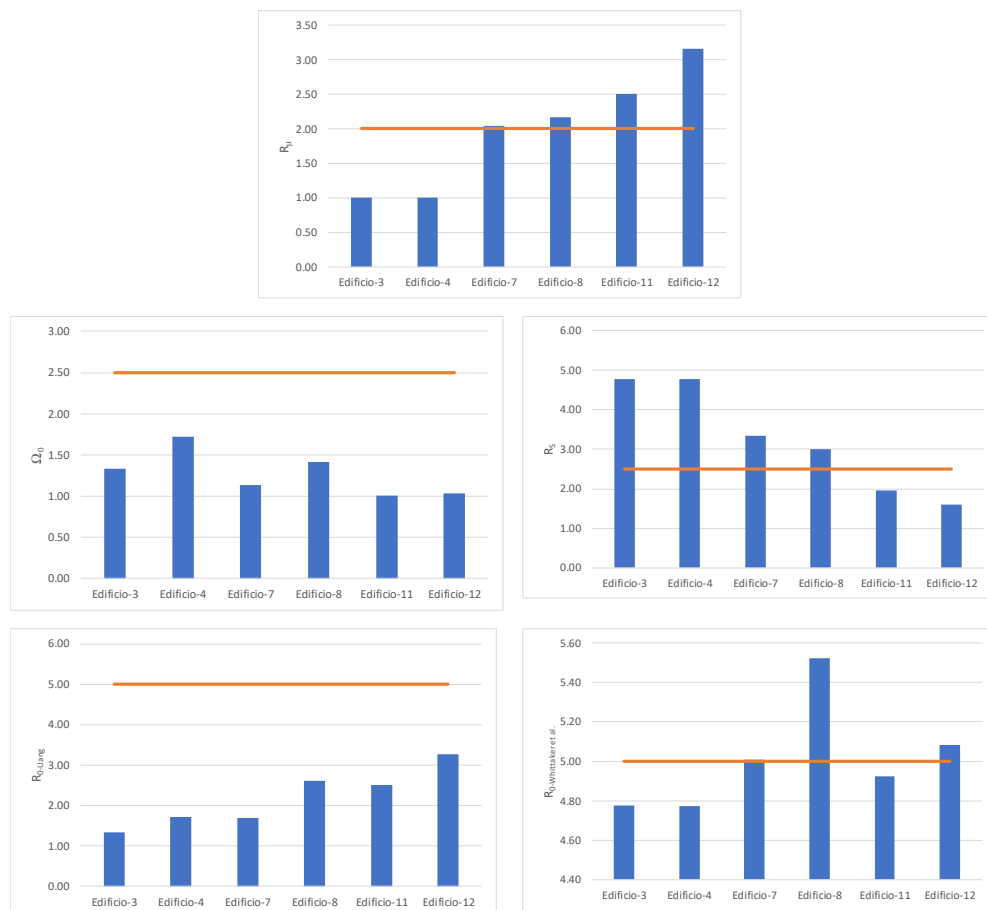


Figura 49. Valores de R_{μ} , Ω_0 , R_S , R_{0-Uang} y $R_{0-Whittaker et al.}$ en sentido longitudinal para edificios DES

Las tendencias son similares a las presentadas en la Figura 47, los valores de R_{μ} , Ω_0 , R_S , R_{0-Uang} y $R_{0-Whittaker et al.}$ alcanzan, en promedio, un ~99%, 50%, 129%, 44% y 95% de lo indicado en NSR-10 para el grupo de edificios del caso de estudio.

4.6.1.4. DES – Sentido Transversal

Los valores estimados de R_{μ} , Ω_0 , R_S , R_{0-Uang} y $R_{0-Whittaker et al.}$ para los edificios DES en sentido transversal, se muestran en la Figura 50.

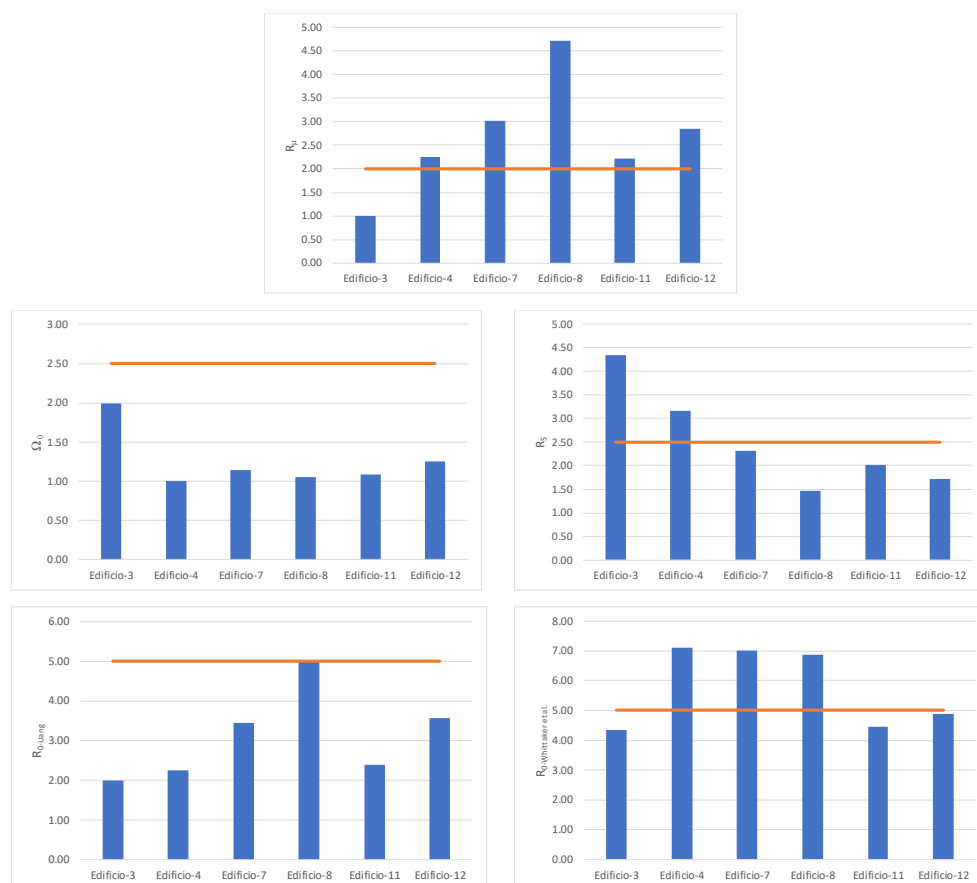


Figura 50. Valores de R_{μ} , Ω_0 , R_S , R_{0-Uang} y $R_{0-Whittaker et al.}$ en sentido transversal para edificios DES.

Las tendencias son similares a las presentadas en la Figura 48, en particular, los valores de R_{μ} , Ω_0 , R_S , R_{0-Uang} y $R_{0-Whittaker et al.}$ alcanzan, en promedio, un ~133%, 50%, 96%, 62% y 115% de lo indicado en la normatividad para el grupo de edificios.

4.6.2. Variación con el periodo predominante del edificio

Se presenta la variación de los coeficientes mostrados en la sección anterior (R_{μ} , Ω_0 , R_S , R_{0-Uang} y $R_{0-Whittaker et al.}$) en función del periodo de vibración predominante (producto de un análisis moda con secciones brutas) y el tipo de suelo en cada dirección principal.

4.6.2.1. DMO – Sentido Longitudinal

En la Figura 51 se presenta la variación de los parámetros para la estimación de R_0 en función del periodo de vibración en el sentido longitudinal, para los edificios DMO.

El componente relacionado con la ductilidad R_{μ} , varía proporcionalmente con el periodo del edificio, esto es especialmente visible para la condición de suelo tipo D. El coeficiente de sobre-resistencia de acuerdo con Uang (1991), Ω_0 , tiene un comportamiento constante respecto al periodo de los edificios para los dos tipos de suelo C y D. Y el coeficiente de sobre-resistencia de acuerdo con Whittaker, Hart & Rojahn (1999), R_S , decrece linealmente con el incremento del periodo del edificio, aunque con diferencia entre los valores para cada tipo de suelo.

El coeficiente básico de capacidad de disipación de energía de acuerdo con Uang (1991), R_{0-Uang} , tiene una ligera relación lineal proporcional con el periodo del edificio, pero la tendencia es muy leve. Y, el coeficiente básico de capacidad de disipación de energía de acuerdo con Whittaker, Hart & Rojahn (1999), $R_{0-Whittaker et al.}$, presenta un comportamiento relativamente constante con respecto al aumento del periodo de vibración y varía en un rango muy estrecho alrededor del valor indicado en NSR-10.

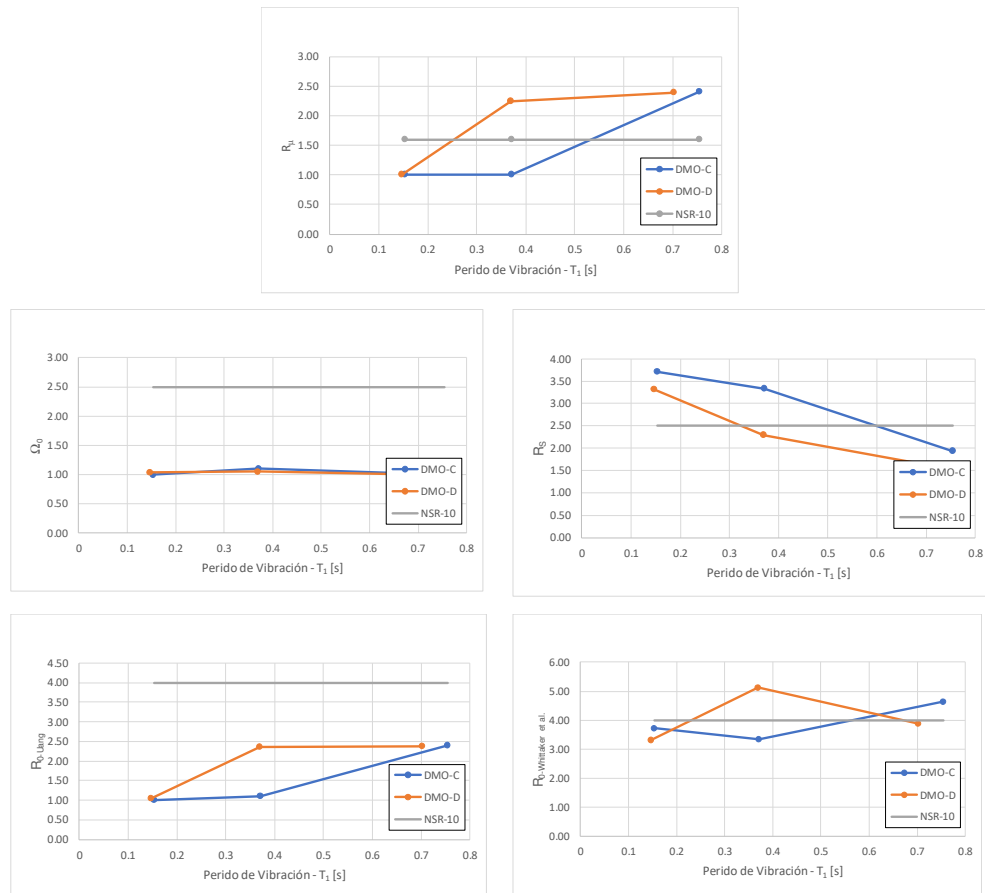


Figura 51. Variación de R_μ , Ω_0 , R_S , R_{0-Uang} y $R_{0-Whittaker et al.}$ para los edificios DMO en el sentido longitudinal en función del periodo de vibración del edificio

4.6.2.2. DMO – Sentido Transversal

En la Figura 52 se presenta la variación de los parámetros para la estimación de R_0 en función del periodo de vibración en el sentido transversal, para los edificios DMO. El comportamiento de R_μ es lineal para el suelo Tipo C, sin embargo, para el suelo Tipo D no hay un comportamiento identificable, excepto que tiende a ser mayor al valor indicado en la normatividad. El coeficiente Ω_0 resulta relativamente constante, varía en un rango muy estrecho con respecto al periodo de los edificios para los dos tipos de suelo C y D. Y el valor de R_S , decrece de manera no lineal con el incremento de la altura del edificio, el comportamiento es similar para ambos tipos de suelo C y D.

El comportamiento de R_{0-Uang} , no presenta alguna tendencia distinguible, excepto que los valores son significativamente menores a los incluidos en la normatividad. Y finalmente, los valores de $R_{0-Whittaker et al.}$, tienden a estar cerca y alrededor del indicado en NSR-10.

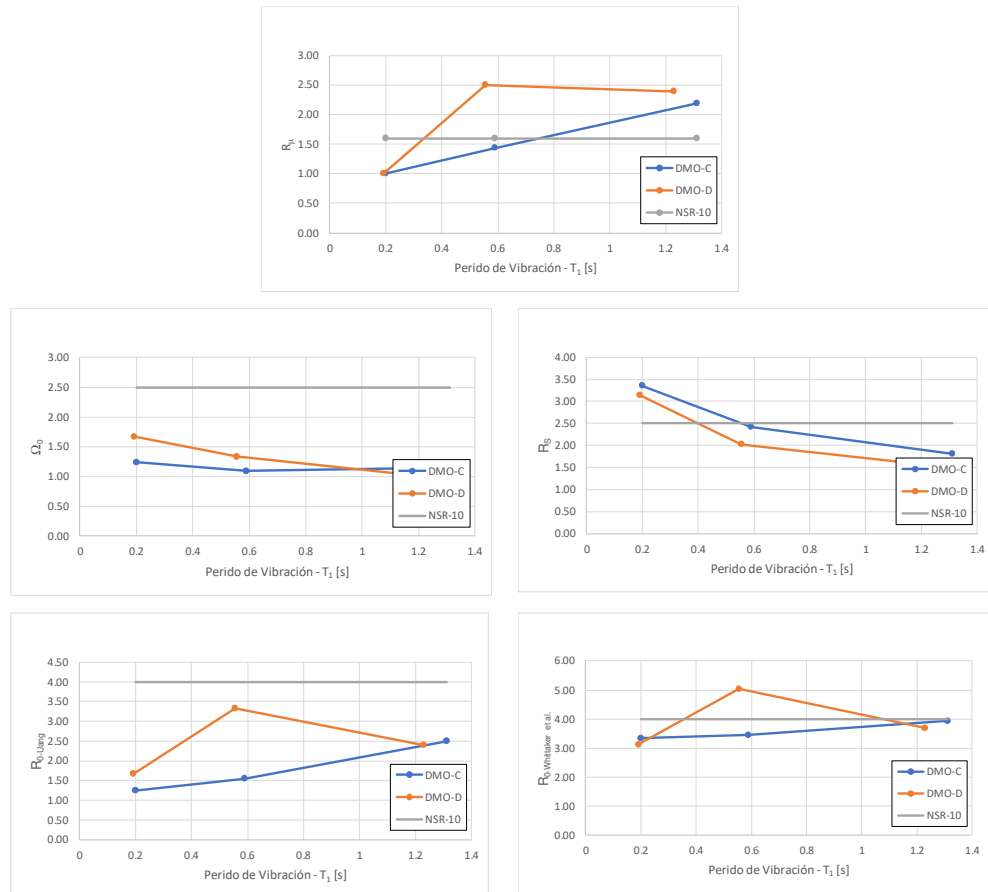


Figura 52. Variación de R_μ , Ω_0 , R_S , R_{0-Uang} y $R_{0-Whittaker et al.}$ para los edificios DMO en el sentido transversal en función del periodo de vibración del edificio

4.6.2.3. DES – Sentido Longitudinal

En la Figura 53 se presenta la variación de los parámetros para la estimación de R_0 en función del periodo de vibración en el sentido longitudinal, para los edificios DES. El comportamiento de R_μ aumenta con una tendencia lineal proporcional al periodo del edificio, para los dos tipos de suelo y los valores son mayores a los indicados en la normatividad para los periodos más altos. El valor de Ω_0 ,

tiene un comportamiento ligeramente decreciente respecto a la altura de los edificios, para los dos tipos de suelo C y D. Y con respecto a R_S , el valor decrece de manera casi lineal con el incremento del periodo del edificio en los dos tipos de suelo C y D.

En lo que se refiere a R_{0-Uang} , los valores presentan una ligera tendencia a crecer con la altura del edificio y son significativamente menores a los incluidos en la normatividad. Finalmente, el comportamiento de $R_{0-Whittaker et al.}$, no es fácilmente identificable con respecto al periodo de vibración del edificio, para el suelo Tipo C los valores son cercanos al recomendado en la normatividad, mientras que para el suelo Tipo D, el valor en los periodos de duración intermedia, se aleja del indicado en NSR-10.

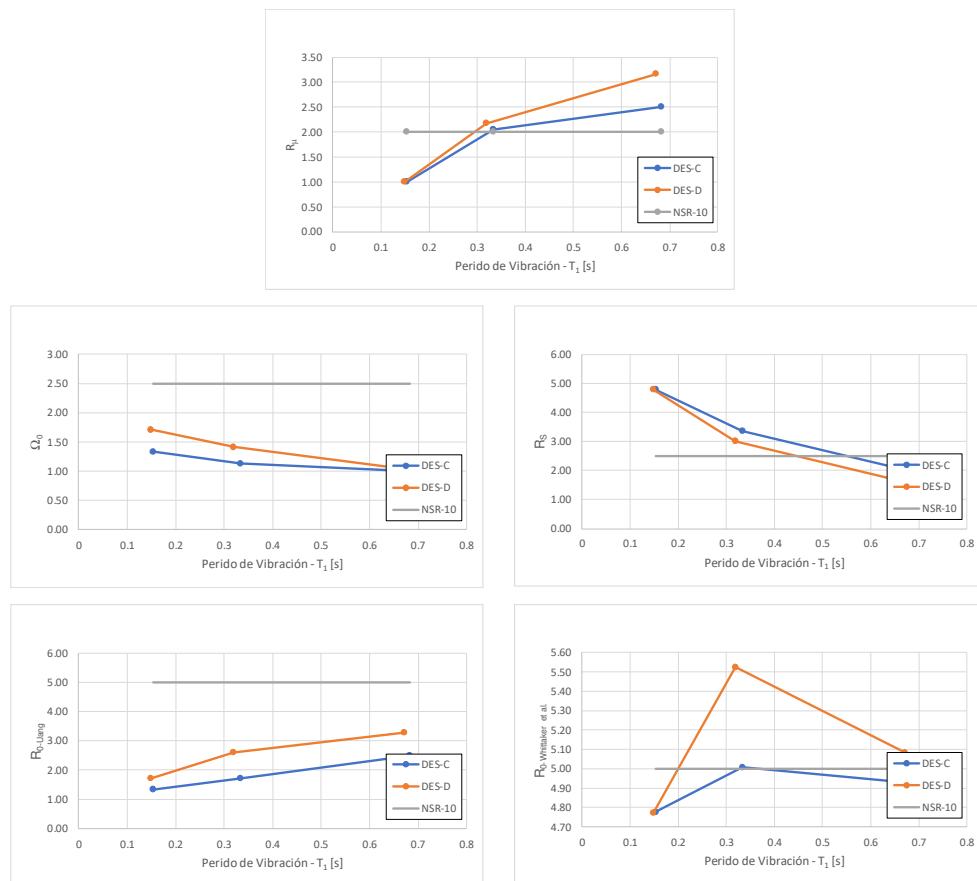
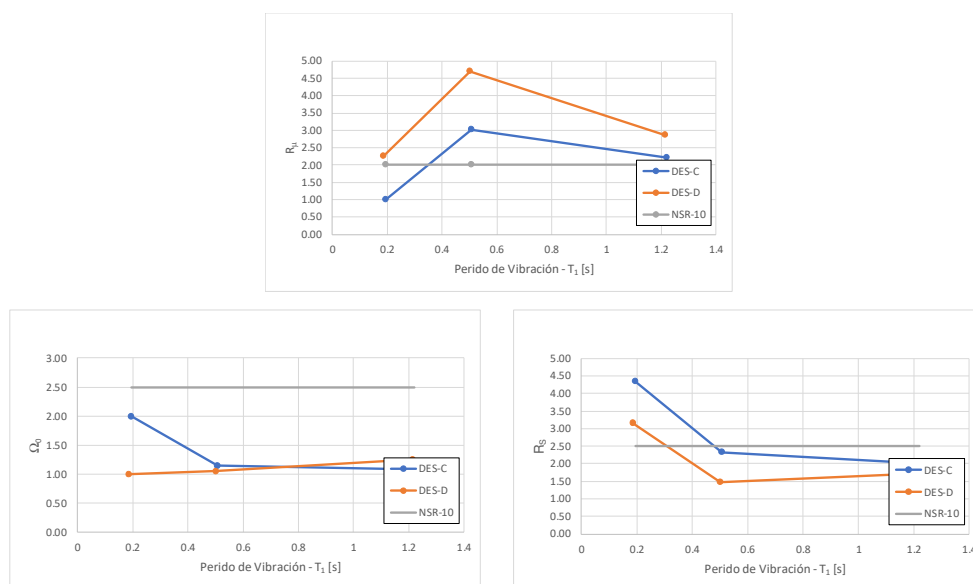


Figura 53. Variación de R_μ , Ω_0 , R_S , R_{0-Uang} y $R_{0-Whittaker et al.}$ para los edificios DES en el sentido longitudinal en función del periodo de vibración del edificio

4.6.2.4. DES – Sentido Transversal

En la Figura 54 se presenta la variación de los parámetros para la estimación de R_0 en función del periodo de vibración en el sentido transversal, para los edificios DES. El comportamiento de R_μ no presenta una tendencia identificable, excepto que oscila por encima del valor indicado en la normatividad, para los edificios de periodo intermedio en suelo Tipo D. El valor de Ω_0 , tiene un comportamiento relativamente constante con respecto al periodo de vibración de los edificios, para los dos tipos de suelo C y D. Y con respecto a R_S , los valores tienden a decrecer, de manera no lineal para los dos tipos de suelo C y D.

En lo que se refiere a R_{0-Uang} , el comportamiento no se identifica fácilmente, excepto que los valores son significativamente menores a los incluidos en la normatividad, excepto para el edificio de periodo de vibración intermedio en el suelo Tipo D. Finalmente, en lo que concierne a $R_{0-Whittaker et al.}$, para suelo tipo C, los coeficientes estimados tienden a oscilar alrededor del valor consignado en el reglamento, mientras que para el suelo Tipo D, sólo los edificios de periodo alto tienen un valor cercano al de la normatividad, mientras que los edificios de periodo bajo e intermedio presentan valores más altos (~40% más altos) al indicado en el reglamento.



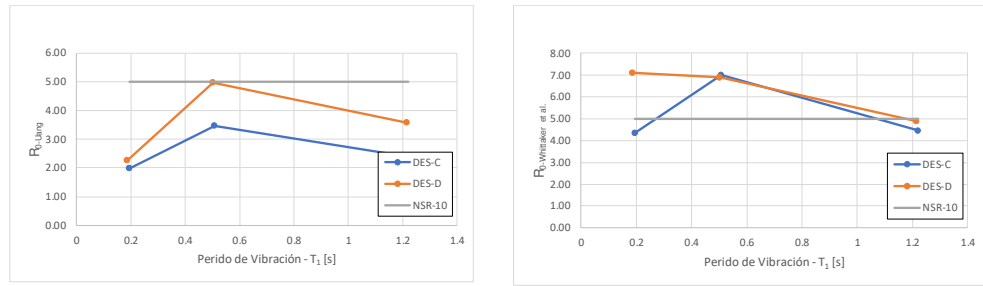
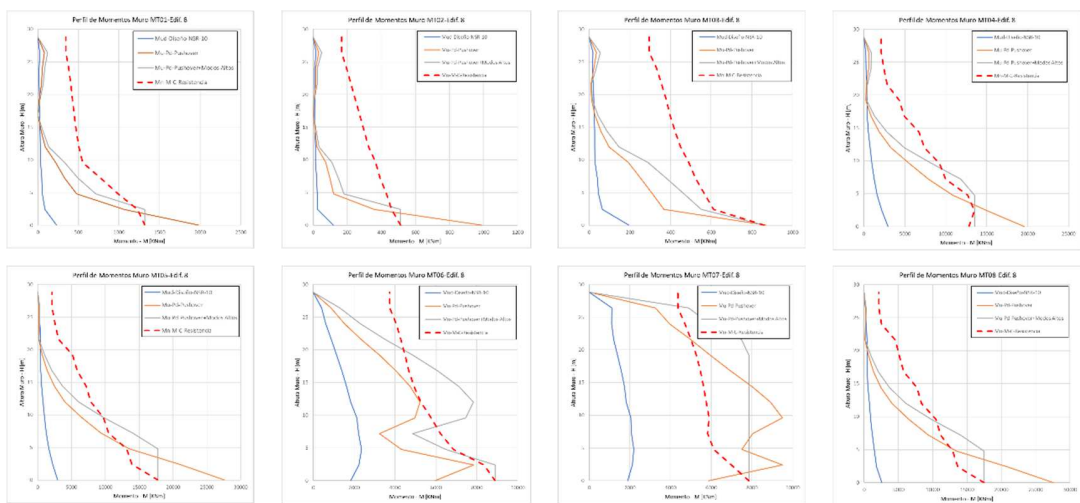


Figura 54. Variación de R_{μ} , Ω_0 , R_S , R_0-uang y $R_0-whittaker et al.$ para los edificios DES en el sentido transversal en función del periodo de vibración del edificio

4.7. Comportamiento demanda/resistencia en flexión y cortante en el punto de desempeño

Los valores de momento flector y fuerza cortante en los muros se tomaron de los modelos no lineales en el punto de desempeño estimado según la sección 4.4. Los resultados obtenidos se compararon con los valores usados en el diseño elástico, y con los valores de resistencia provistos a partir del diseño y detallado de los elementos estructurales. Para la resistencia a flexión, se tomaron los valores del momento nominal resistente a partir de los análisis Momento-Curvatura de acuerdo con la sección 3.4.1.2. Y para la resistencia a cortante, se implementaron las tres alternativas expuestas en la sección 1.4.5. En la Figura 55 y en la Figura 56 se muestran los resultados de flexión y cortante respectivamente, para los muros del Edificio-8 (DES-D). Para los 11 edificios restantes se presentan en el Anexo 5.



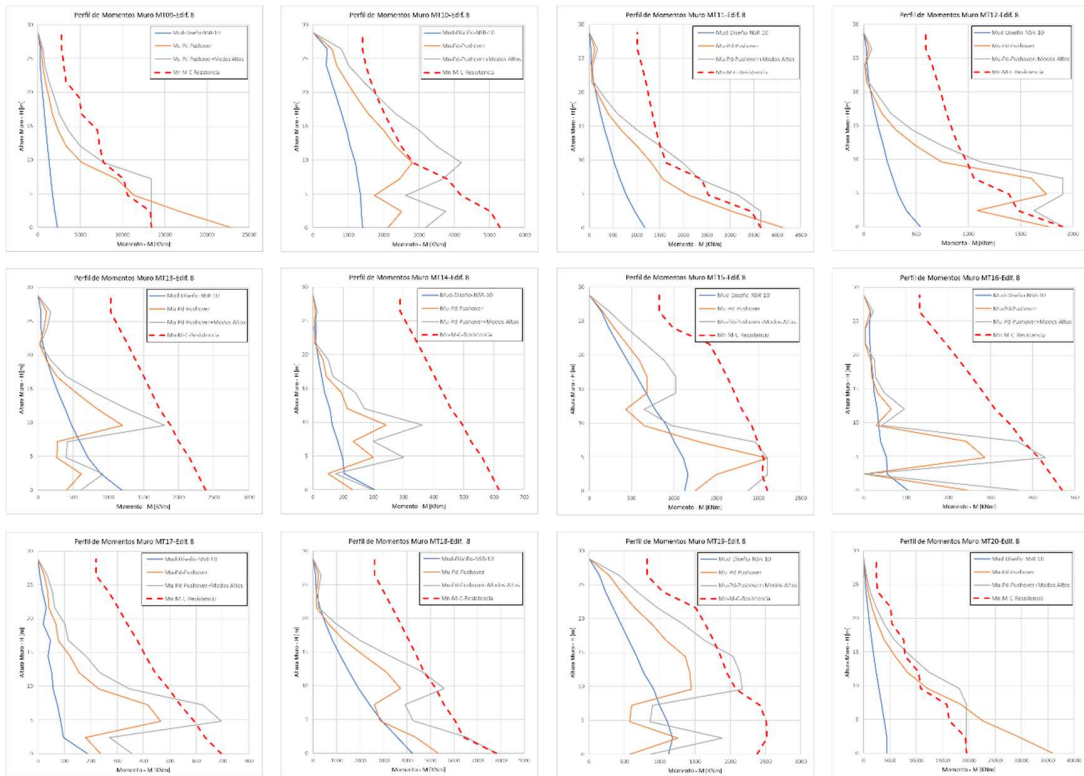
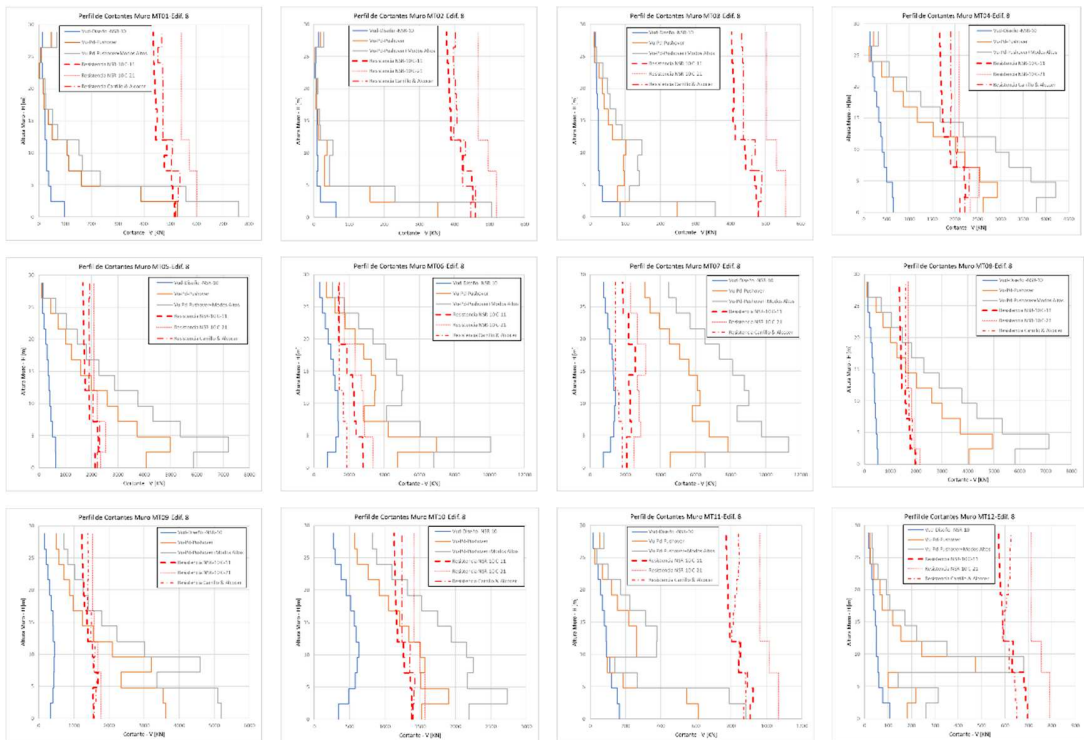


Figura 55. Comportamiento Demanda/Resistencia a flexión. Muros del Edificio-8 (DES-D)



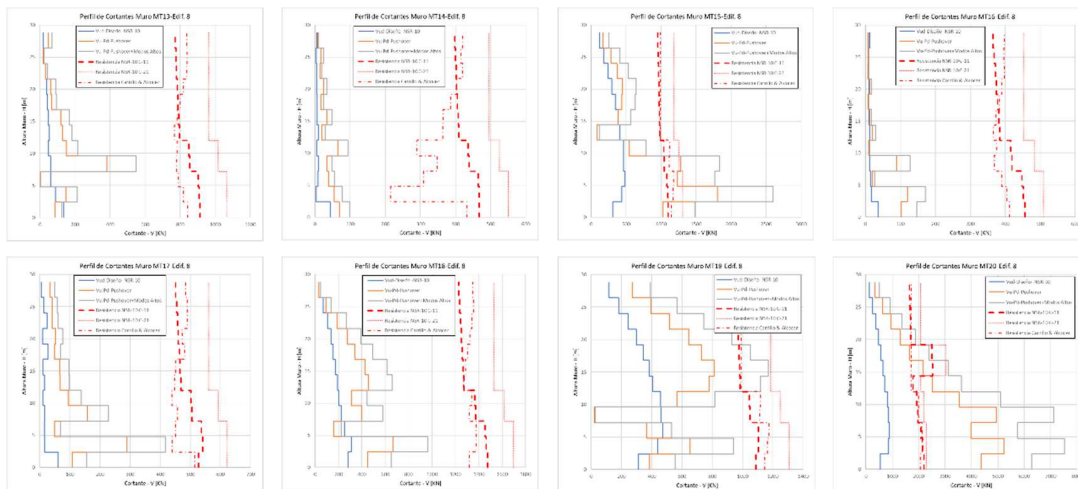


Figura 56. Comportamiento Demanda/Resistencia a cortante. Muros del Edificio-8 (DES-D)

La Figura 55 y la Figura 56, en conjunto con las Figuras complementarias presentadas en el Anexo 5, permiten realizar las siguientes observaciones:

- Las acciones de diseño son, en general, significativamente menores a las encontradas en los modelos no lineales en el punto de desempeño.
- La resistencia a flexión de los muros es, en general, más alta que las acciones de diseño a flexión producto del diseño elástico (incluso si se toman en cuenta factores de resistencia), esto es particularmente visible en los muros detallados con refuerzo mínimo. Estos resultados ayudan a explicar porque el comportamiento de los edificios, especialmente los de 6 pisos de altura, tienen una resistencia tan diferente, y mucho mayor, a la estimada con el cortante sísmico de diseño producto del análisis elástico.
- En algunos muros, el momento flector es mayor que el momento nominal resistente obtenido de los análisis momento curvatura, esto se debe a que las cargas axiales con las que se realizaron los análisis momento curvatura son las obtenidas del análisis elástico, que, resultan menores a las resultantes en el punto de desempeño, esto, incrementa la resistencia de los muros.
- Los cortantes obtenidos del modelo no lineal en el punto de desempeño son más altos que los cortantes usados en el diseño. La diferencia radica en que el factor R_S indica el cortante real que desarrolla el edificio bajo el sismo de diseño.

- Algunos muros presentan vulnerabilidad a la falla a cortante. Estos son aquellos en los que el cortante obtenido del análisis no lineal en el punto de desempeño supera la resistencia a cortante, incluso aquella calculada usando los requisitos de NSR-10 Capítulo C.21, que tiende a predecir la resistencia más alta en todos los casos. Esta observación es importante, ya que, considerando únicamente el comportamiento a flexión, el desempeño de todos los edificios es bastante satisfactorio dado que todos tienen una gran capacidad de desplazamiento adicional después del punto de desempeño. Estos resultados indican que existen varios muros dentro de los edificios del caso de estudio que podrían tener problemas de resistencia a cortante antes de que el edificio alcance el punto de desempeño, modificando la respuesta del edificio y poniéndolo en riesgo bajo movimientos del terreno similares al sismo de diseño.
- El punto anterior es aún más preocupante cuando se considera la participación de los modos altos en la respuesta a cortante. Estos resultados alarmantes son de alguna manera nuevos, ya que no se encontró en la literatura técnica la presentación de resultados similares. Se considera importante investigar más a fondo en el futuro, implementando análisis cronológicos no lineales para considerar de la mejor forma posible el aporte de los modos altos.

4.8. Observaciones y comentarios generales

Los resultados presentados en las secciones 4.6 y 4.7 permiten hacer las siguientes observaciones y comentarios generales.

4.8.1. Componente relacionado con la ductilidad del sistema R_{μ}

Independientemente de la capacidad de disipación de energía de la estructura o de la dirección del análisis; los resultados indican que los edificios de 6 pisos de altura no presentan ductilidad en el sistema y permanecen en el rango elástico de la respuesta, por lo tanto, $R_{\mu} = 1.0$. Para los edificios de 12 y 20 pisos, R_{μ} tiende a crecer linealmente con el periodo de vibración del modo predominante alcanzando valores alrededor de $R_{\mu-NSR-10}$.

Como observación general, los resultados indican que las demandas de ductilidad de desplazamiento en los edificios del caso de estudio fueron menores que aquellas esperadas en NSR-10 para edificios de periodo corto (edificios de 6 pisos de altura), mientras que para los edificios de periodo alto los coeficientes resultantes fueron más altos que lo indicado en la normatividad.

4.8.2. Componente relacionado con la sobre-resistencia del sistema de acuerdo con Uang (1991) Ω_0

Independientemente de la capacidad de disipación de energía de la estructura o de la dirección del análisis; el coeficiente de sobre-resistencia de acuerdo con Uang (1991), Ω_0 , presenta un comportamiento, en general, constante con la variación de la altura o el periodo de vibración del modo predominante en la dirección dada. Los resultados indican que este coeficiente tiene, en promedio, valores de $\Omega_0 \approx 1.20$ para los edificios en el sentido longitudinal (DMO y DES) y $\Omega_0 \approx 1.25$ para los edificios en el sentido transversal (DMO y DES). Esto se atribuye a que el coeficiente se definió con respecto al '*cortante en la primera fluencia significativa*', que en los edificios del caso de estudio no corresponde a instancias de fluencia sino a instancias de fisuración, y a que esta definición probablemente funciona mejor para sistemas en los cuales la respuesta de los componentes estructurales hasta la fisuración del concreto es largamente irrelevante (e.g. como vigas y columnas de pórticos resistentes a momentos), que claramente no es el caso para una gran cantidad de los muros de los edificios del caso de estudio.

4.8.3. Componente relacionado con la sobre-resistencia del sistema de acuerdo con Whittaker, Hart & Rojahn (1999) R_S

Varios comentarios merecen hacerse antes de discutir los resultados numéricos del coeficiente R_S para los edificios del caso de estudio. Con base en las definiciones de los coeficientes de sobre-resistencia, se considera que el factor R_S propuesto por Whittaker, Hart & Rojahn (1999) es equivalente al coeficiente $\Omega_{0-NSR-10}$ (Tabla 4) contenido en NSR-10. Se hace esta argumentación con base en las siguientes razones: i) R_S está relacionado con el cortante sísmico de diseño (V_d), que es

directamente obtenible del procedimiento de análisis sugerido por NSR-10 para análisis elásticos; ii) el coeficiente $\Omega_{0-NSR-10}$ modifica acciones de diseño provenientes directamente de la aplicación del cortante sísmico de diseño (V_d) aplicado en la estructura; y, iii) el coeficiente Ω_0 propuesto por Uang (1991) está relacionado con un cortante en la base que, en general, no es conocido y no se puede obtener directamente a partir de los resultados de un análisis elástico. Se podría argumentar que NSR-10 trabaja con la suposición de que $\Omega_0 = R_S$, lo que haría los coeficientes equivalentes, sin embargo, como se ha discutido a través de este documento: i) el cortante de diseño es en general diferente al 'cortante en la primera fluencia significativa', el cual tiene una definición ambigua y poco precisa; ii) En este documento se evidencia que el comportamiento de los edificios del caso de estudio empieza a divergir del comportamiento elástico mucho antes de los eventos de fluencia en los muros; y, iii) los resultados del caso de estudio demuestran que hay diferencias significativas entre los dos coeficientes. Por lo tanto, se considera que $R_S = \Omega_{0-NSR-10}$, y se toma como referente para evaluar los requisitos de la normatividad.

Una vez aclarado lo anterior, los resultados muestran que, en general, el coeficiente R_S decrece linealmente en el sentido longitudinal de los edificios; y decrece de manera no lineal en el sentido transversal, con respecto al periodo de vibración del modo predominante.

Los resultados también indican que para los edificios de periodo corto (de 6 pisos de altura) $R_S \approx R_{0-NSR-10}$, y estos valores decrecen hasta que $R_S \approx \Omega_{0-NSR-10}$ para los edificios de periodo intermedio (de 12 pisos de altura), y en algunos casos presentan valores menores al indicado en la normatividad para edificios del periodo alto (de 20 pisos de altura).

4.8.4. Coeficiente básico de capacidad de disipación de energía de acuerdo con Uang (1991) R_{0-Uang}

Los resultados para el coeficiente básico de capacidad de disipación de energía de acuerdo con Uang (1991) indican que estos valores son sistemáticamente menores a los recomendados en NSR-10, con valores promedio de $R_{0-Uang} \approx 1.70$ para los

edificios DMO en el sentido longitudinal, $R_{0-Uang} \approx 2.10$ para los edificios DMO en el sentido transversal, $R_{0-Uang} \approx 2.20$ para los edificios DES en el sentido longitudinal, y $R_{0-Uang} \approx 3.10$ para los edificios DES en el sentido transversal; representando con respecto a los valores indicados en el reglamento: un ~42% para edificios DMO en el sentido longitudinal, un ~52% para edificios DMO en el sentido transversal, un ~44% para edificios DES en el sentido longitudinal, y, un ~62% para edificios DES en el sentido transversal. Estos resultados son consistentes con lo indicado en otros estudios que han calculado este coeficiente para otros tipos de sistemas estructurales.

4.8.5. Coeficiente básico de capacidad de disipación de energía de acuerdo con Whittaker, Hart & Rojahn (1999) $R_{0-Whittaker et al.}$

De acuerdo con Whittaker, Hart & Rojahn (1999), los resultados indican que los valores de $R_{0-Whittaker et al.}$ son similares a los recomendados en NSR-10, con valores promedio de $R_{0-Whittaker et al.} \approx 4.0$ para los edificios DMO en el sentido longitudinal, $R_{0-Whittaker et al.} \approx 3.77$ para los edificios DMO en el sentido transversal, $R_{0-Whittaker et al.} \approx 5.02$ para los edificios DES en el sentido longitudinal, y, $R_{0-Whittaker et al.} \approx 5.78$ para los edificios DES en el sentido transversal; representando con respecto al valor indicado en el reglamento: un ~100% para edificios DMO en el sentido longitudinal, un ~95% edificios DMO en el sentido transversal, un ~100% para edificios DES en el sentido longitudinal, y, un ~115% para edificios DES en el sentido transversal. Estos resultados son, de nuevo, consistentes con lo indicado en otros estudios que han calculado este coeficiente para otros tipos de sistemas estructurales.

Estos valores, aunque consistentes con lo indicado en la normatividad, son engañosos si se ven de forma aislada. Por ejemplo, como se discutió en 4.8.1 y 4.8.3, el coeficiente $R_{0-Whittaker et al.}$ resulta siendo similar al coeficiente $R_{0-NSR-10}$ en los edificios de periodo corto porque para estos, en general, $R_{\mu} = 1.0$ y $R_S \approx R_{0-NSR-10}$, siendo entonces, un comportamiento completamente diferente al que prevé NSR-10. La situación es diferente para los edificios de 12 y 20 pisos, en los que $R_{\mu} \approx R_{\mu-NSR-10}$ y $R_S \approx \Omega_{0-NSR-10}$, teniendo entonces un comportamiento similar

al previsto por el código. Como se verá más adelante, esto podría tener consecuencias concretas en el proceso de diseño.

4.8.6. Recomendaciones para la actualización del reglamento NSR

Ante la incertidumbre sobre las decisiones que se tomarán por parte de comité AIS-100 sobre las características, definiciones, aplicabilidad y limitaciones del sistema de muros portantes delgados en la entrante actualización del reglamento NSR, no se tiene conocimiento de que áreas abordadas en este trabajo ya han sido consideradas o ya han sido descartadas por el comité. Sin embargo, las siguientes recomendaciones se consideran pertinentes para ser objeto de estudio a partir de los resultados de este trabajo, y aplicables en edificios con características similares.

1. El coeficiente básico de capacidad de disipación de energía R_0 y el coeficiente de sobre-resistencia Ω_0 definidos en NSR-10, podrían especificarse con base en el periodo de vibración del edificio en cada dirección principal (o alguna otra función que relacione estos factores con propiedades del edificio como la altura y la densidad de muros, por ejemplo). Sin embargo, para conservar el formato actual de la normatividad y no hacerla (tal vez, innecesariamente) más complicada, los resultados de este trabajo indican que, para edificios con características similares a las investigadas aquí, los coeficientes básicos de capacidad de disipación de energía R_0 actuales son adecuados, sin embargo, el factor de sobre-resistencia podría modificarse. Los resultados preliminares de este trabajo indican, de manera conservadora, que si el periodo de vibración del modo predominante en cada dirección principal de la estructura es menor a $T_1 = 0.4s$, el factor de sobre-resistencia podría tomar el mismo valor de R_0 , $\Omega_0 = R_0$; para otros valores de T_1 , $\Omega_0 = 2.5$. El periodo de vibración del modo fundamental de la estructura puede calcularse a partir del análisis modal considerando secciones brutas, o a partir de relaciones simplificadas producto de regresión estadística que han mostrado un buen desempeño en las predicciones (e.g. Arteta, Blandón, Bonett et al., 2018; Balkaya & Kalkan, 2004). De acuerdo con los resultados obtenidos y recordando que los datos producto de la investigación

corresponden a R_S , en la Figura 57 se argumenta la propuesta para la modificación del factor de sobre-resistencia Ω_0 definido en NSR-10.

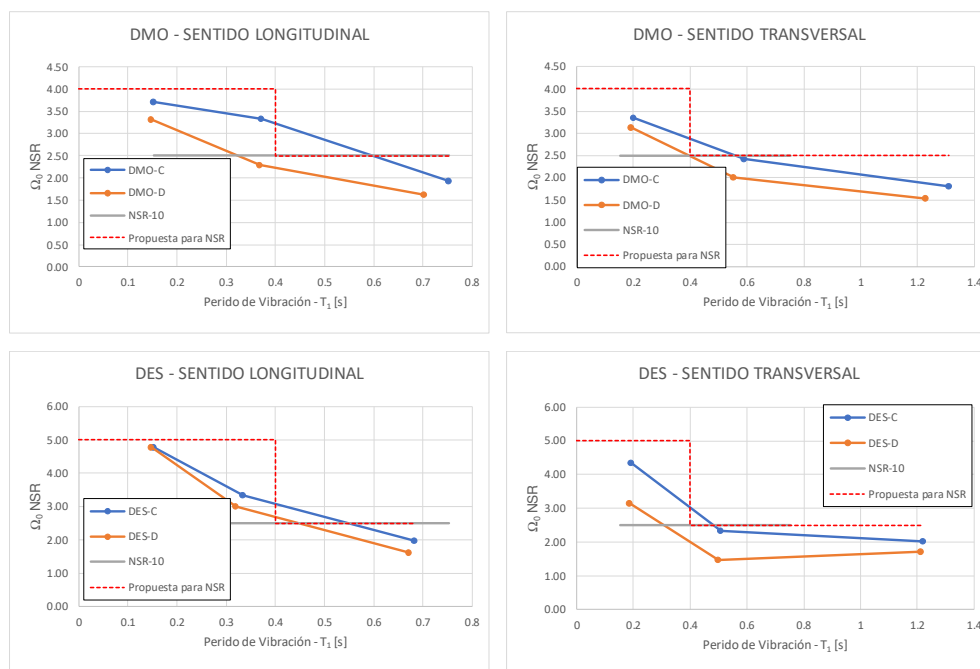


Figura 57. Propuesta para determinar el valor de Ω_0 en NSR-10

2. El diseño a flexión-compresión de los muros portantes puede hacerse con las combinaciones de carga que consideran fuerzas sísmicas de diseño ($E = F_S/R$) para los momentos, pero, las fuerzas axiales podrían provenir de combinaciones de carga con fuerzas sísmicas amplificadas ($\Omega_0 E$).
3. Las fuerzas cortantes de diseño para los muros pueden provenir de combinaciones de carga que consideren fuerzas sísmicas amplificadas ($\Omega_0 E$).
4. Las fuerzas cortantes de diseño para los muros, adicionalmente, podrían considerar la amplificación del cortante debido a la participación de los modos altos. A falta de expresiones más sofisticadas (e.g. Ecuaciones 1-7 y 1-8), el efecto de los modos altos podría tomarse a partir de un coeficiente de amplificación ($\omega \Omega_0 E$). Donde ω podría tomarse, provisionalmente, de la Ecuación 1-6, tal y como se implementó en este trabajo, mientras factores de amplificación más adecuados son calibrados.
5. Los componentes estructurales de la cimentación podrían diseñarse para un cortante proveniente de combinaciones de carga considerando $\omega \Omega_0 E$.

Conclusiones

A continuación, se resumen de forma práctica las conclusiones y recomendaciones más relevantes realizadas en este trabajo a partir de los resultados obtenidos, no sin antes recalcar, que estas recomendaciones deben verse como provisionales y que están a la espera de refinarse con datos de un caso de estudio más amplio y diverso.

A partir de la investigación realizada, se encontró que, para los edificios del caso de estudio, con las características y la metodología definidas en este documento, su comportamiento permite concluir que:

- La capacidad de deformación de los edificios es suficiente y en general es mucho más alta que las demandas de desplazamiento bajo el sismo de diseño definido en el reglamento NSR-10. Sin embargo, esto es bajo la suposición de que el comportamiento estimado de forma monotónica es representativo del comportamiento bajo una carga sísmica cíclica, suposición que puede diferir del comportamiento real de los muros para casos en los que el pandeo fuera del plano sea un mecanismo de falla del muro.

No obstante, la configuración estructural de los edificios presenta relaciones de esbeltez con un valor máximo de 16 para los edificios de 12 y 20 pisos, lo que brinda un margen de seguridad para prevenir el fenómeno de pandeo por fuera del plano. Para los edificios de 6 pisos de altura, la relación de esbeltez máxima en los muros tiene un valor de 24, pero, estos edificios permanecen en el rango elástico durante el sismo de diseño (excepto el Edificio-4, cuyos muros estructurales más demandados apenas están entrando en la primera fluencia bajo el sismo de diseño, y resultan ser los que tienen una relación de esbeltez más baja, ~16), por lo tanto, dado que no hay incursiones inelásticas, dicho fenómeno no debería ser tan perjudicial en la respuesta estimada de los muros.

Como consecuencia, se espera que, los edificios con sistema estructural de muros delgados con características similares a las investigadas en este trabajo tengan un comportamiento estable en flexión, con grandes márgenes de sobre-resistencia y demandas de ductilidad de desplazamiento menores o similares a lo indicado en el reglamento NSR-10.

- En el caso particular de algunos de los muros de los edificios del caso de estudio, la resistencia a flexión fue mayor que la requerida en el diseño elástico, de manera que, el cortante desarrollado también resultó mayor al que se asumió en el diseño. De la misma forma, las demandas de cortante en algunos de los muros fueron significativamente más altas que aquellas obtenidas del análisis elástico, lo que pone a dichos muros en una posición de vulnerabilidad alta frente a la falla por cortante, dado que la resistencia estimada resultó menor que la sollicitación obtenida del análisis no lineal.

Esta situación se puede estudiar con más detalle cuando se considera la amplificación en las fuerzas cortantes debido a los efectos de los modos altos. Estas observaciones merecen una investigación más detallada, dado que el desempeño sísmico de los edificios considerando solo la respuesta en flexión es satisfactoria, dado que las demandas de desplazamiento bajo el sismo de diseño son pequeñas, sobre todo en comparación con la capacidad de desplazamiento de los edificios, sin embargo, cuando estos resultados se observan de la mano con los resultados de cortante, se identifica que los muros con mayor resistencia a flexión podrían presentar problemas de resistencia a cortante antes de llegar al punto de desempeño, lo que puede comprometer el desempeño sísmico y la estabilidad de los edificios frente al sismo de diseño.

- El valor del coeficiente básico de capacidad de disipación de energía R_0 usado para el diseño de estructuras con sistema de resistencia sísmica de muros portantes delgados indicado en la versión actual de la normatividad, se considera adecuado si se garantiza la resistencia a cortante.
- El coeficiente de sobre-resistencia Ω_0 en NSR-10 podría adoptar una definición dependiente del periodo de vibración del edificio o de otro tipo de características, como la altura y la densidad de muros. Provisionalmente, los resultados de esta investigación sugieren, de manera conservadora, que si el periodo de vibración del modo predominante en cada dirección principal es menor que $0.4s$, el valor de Ω_0 sea igual al valor de R_0 ; $\Omega_0 = R_0$, para otros valores del periodo, $\Omega_0 = 2.5$.
- Las demandas de cortante para el diseño de muros podrían obtenerse de combinaciones de carga con fuerzas sísmicas amplificadas $\omega\Omega_0 E$. Donde ω es un factor de amplificación por efecto de los modos altos.

Bibliografía

American Concrete Institute. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. ACI-318-19. Farmington Hills, Michigan, US.: ACI-Committee-318, 2019. (en inglés)

American Society of Civil Engineers. *Minimum Design Loads for Buildings and other Structures*. ASCE-7-10. Reston, Virginia, US.: ASCE, 2010. (en inglés)

Antoniou, S. y Pinho, R. (2004a). Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures. *Journal of Earthquake Engineering*. 8(4):497-522. (en inglés)

Applied Technology Council. *Structural response modification factors*. ATC-19. California (USA): National Science Foundation Grant No. ECE-8600721, NCEER Project No. 92-4601, 1995. (en inglés)

Ardila, V., O.V. (2016). Evaluación del Coeficiente de Disipación de Energía, R, para Edificios de Sistema Estructural Combinado de Muros y Pórticos en Concreto con diferente Número de Pisos (Tesis de Maestría). Maestría en Ingeniería - Estructuras. Universidad Nacional de Colombia.

Arteta, C., Blandón, C., Bonett, R., y Carrillo, J. (2018). Estudio del comportamiento sísmico de edificios de muros delgados de concreto reforzado. *CEER – Colombian Earthquake Engineering Research Network*. Reporte CEER No. 002-2018.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*. NSR-10. 47.663. Bogotá (Colombia): AIS, 2010.

Balkaya, C. y Kalkan, E. (2003). Nonlinear seismic response of tunnel form building structures. *Computers and Structures*. 81:153-165. (en inglés)

Balkaya, C. y Kalkan, E. (2004). Seismic vulnerability, behavior and design of tunnel form building structures. *Engineering Structures*. 26:2081-2099. (en inglés)

Cámara Colombiana de la Construcción – CAMACOL. *Construcción en Cifras*. Disponible en línea en <https://camacol.co/documentos/construccion-en-cifras>. Consultado por última vez en el 9 de septiembre de 2020.

Carrillo, J., y Alcocer, S.M. (2013) Shear strength of reinforced concrete walls for seismic design of low-rise housing. *ACI Structural Journal*. 110(3):415-424. (en inglés)

Carrillo, J., Rico, A., y Alcocer, S. (2016) Experimental study on the mechanical properties of welded-wire meshes for concrete reinforcement in Mexico City. *Construction and Building Materials*. 127:663-672. (en inglés)

Carrillo, J., Diaz, C., y Arteta, C.A. (2019) Tensile mechanical properties of electro-welded wire meshes available in Bogotá, Colombia. *Construction and Building Materials*. 195:352-362. (en inglés)

Chopra, A.K. (2014). *Dinámica de estructuras*. México D.F.: Pearson Education. (en inglés)

Chopra, A.K., y Chintanapakdee, C. (2004). Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: single-degree-of-freedom bilinear systems. *Journal of Structural Engineering*. 130(9):1309-1319. (en inglés)

Chopra, A.K., Goel, R.K., y Chintanapakdee, C. (2004). Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands. *Earthquake Spectra*. 20(3):757-778. (en inglés)

Comité Europeen de Normalization. *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance*. EC8 PrEN 1998-2:2004. Bruselas (Bélgica): CEN, 2005. (en inglés)

Computer and Structures Inc. (CSI). ETABS Ver.18.1.1, Berkeley, California, USA, 2018.

Departamento Administrativo Nacional de Estadística – DANE. *COLOMBIA - Censo de Edificaciones - CEED-2012-2013-2014-2015-2016-2017-2018*. Disponible en línea en http://microdatos.dane.gov.co/index.php/catalog/581/get_microdata. Consultado por última vez en el 9 de septiembre de 2020.

Elnashai, A.S. (2001). Advanced inelastic (pushover) analysis for earthquake applications. *Structural Engineering and Mechanics*. 12(1):51-69. (en inglés)

Fajfar, P. (1999). Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 28:979-993. (en inglés)

Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance based design. *Earthquake Spectra*. 13(3):573-592. (en inglés)

Federal Emergency Management Agency. *NEHRP Guidelines for Rehabilitation of Buildings*. FEMA-273. Washington D.C. (USA): FEMA, 1997. (en inglés)

Federal Emergency Management Agency. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA-356. Washington D.C. (USA): FEMA, 2000. (en inglés)

Federal Emergency Management Agency. *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. FEMA-440. Washington D.C. (USA): FEMA, 2005. (en inglés)

Freeman, S.A. (1998). Development and use of capacity spectrum method. 6th National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, US. (en inglés)

García, L. (1998). *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*. Bogotá, D.C.: Universidad de los Andes.

Gómez, H., C.A. (2015). Análisis comparativo entre la metodología de diseño basada en fuerzas y la metodología de diseño basada en desplazamientos para sistemas combinados (Tesis de Maestría). Maestría en Ingeniería Civil – Énfasis en Ingeniería Estructural. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

González, O.V. (2014, mayo). Simulación numérica inelástica de pórticos de concreto simple y reforzado mediante el método de los elementos finitos y el método del empuje lateral (Tesis de Maestría). Maestría en Ingeniería - Estructuras. Universidad Nacional de Colombia.

Izadinia, M., Rahgozar, M., y Mohommadrezaei, O. (2012). Response modification factors for steel-moment resisting frames by different analysis pushover methods. *Journal of Construction and Steel Research*. 79:83-90. (en inglés)

- King, D., Priestley, M.J.N. y Park, R. (1986). Computer programs for concrete column design. *Research Report 86/12*. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand. (en inglés)
- Krawinkler, H., y Seneviratna, G.D.P.K. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*. 20(4-6):452-464. (en inglés)
- Lefas, I.D., Kotsovos, M.D. y Ambraseys, N.N. (1990). Behavior of reinforced concrete structural walls: strength, deformation characteristics and failure mechanism. *ACI Structural Journal*. 87(1) :23-31. (en inglés)
- Louzai, A., y Abed, A. (2015). Evaluation of the seismic behavior factor of reinforced concrete frame structures based on a comparative analysis between non-linear static pushover and incremental dynamic analyses. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 13:1773-1793.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N. y Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*. 114(8):1804-1826. (en inglés)
- Mathworks Inc. (Mathworks). MATLAB R2014a, USA, 2014.
- Miranda, E. (1993). Site-dependent strength reduction factors. *Journal of Structural Engineering*. 119(12):3503-3519. (en inglés)
- Moehle, J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. New York: McGraw Hill. (en inglés)
- Moehle, J., y Wallace J.W. (1992). Ductility and detailing requirements of bearing wall buildings. *Journal of Structural Engineering*. 118(6):1625-1644.
- Mondal, A., Ghosh, S., y Reddy, G.R. (2013). Performance evaluation of the response reduction factor for ductile RC frames. *Engineering Structures*. 56:1808-1819. (en inglés)
- Murillo, R., C.D. (2017). Evaluación Teórica del Coeficiente de Disipación de Energía en Pórticos de Concreto Reforzado con Capacidad de Disipación de Energía Moderada y Especial (Tesis de Maestría). Maestría en Ingeniería Civil – Énfasis en Ingeniería Estructural. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

- Nassar, A., y Krawinkler, H. (1991). Seismic demands for SDOF and MDOF systems. *John A. Blume Earthquake Engineering Center*. Report No. 95. (en inglés)
- Newmark, N.M., y Hall, W.J. (1982). *Earthquake spectra and design*. Berkeley: Earthquake Engineering Research Institute. (en inglés)
- Oesterle, R.G., Fiorato, A.E., Aristizabal-Ochoa, J.D., y Corley, W.G. (1980). Hysteretic response of reinforced concrete structural walls. *Reinforced Concrete Structures Subjected to Wind and Earthquake Forces, American Concrete Special Publication*. 63:243-274. (en inglés)
- Paulay, T, y Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York: John Wiley & Sons. (en inglés)
- Pietra, D. (2008, febrero). Evaluation of pushover procedures for the seismic design of buildings (Tesis de Maestría). Maestría en Ingeniería Sísmica. Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia. (en inglés)
- Priestley, M.J.N. (2003). Myths and Fallacies in Earthquake Engineering – The Ninth Mallet-Milne Lecture. Pavia: IUSS Press. (en inglés)
- Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., y Kowalsky, M.J. (2007). *Displacement-Based Design of Structures*. Pavia: IUSS Press. (en inglés)
- Priestley, M.J.N., y Kowalsky, M.J. (1998). Aspects of drift and ductility capacity of rectangular cantilever walls. *Bulletin of the New Zealand Society of Earthquake Engineering*. 31(2):73-85. (en inglés)
- Salgado, M.A., Bernal, G.A., Yamín, L.E. y Cardona, O.D. (2010) Evaluación de la amenaza sísmica de Colombia. Actualización y uso en las nuevas normas de diseño sismo resistente NSR-10. *Revista de Ingeniería. Universidad de los Andes*. ISSN 0121-4993:28-37.
- Su, R.K.L., y Wong, S.M. (2007). Seismic behaviour of slender reinforced concrete shear walls under high axial ratio. *Engineering Structures*. 29:1957-1962. (en inglés)
- Tasnimi, A.A. (2000). Strength and deformation of mid-rise shear walls under load reversal. *Engineering Structures*. 22:311-322. (en inglés)

TCR. Bridge Design Software (TCR). XTRACT Ver.3.0.8, Berkeley, Rancho Cordova, USA, 2013.

Uang, C-M. (1991) Establishing R (or R_w) and Cd factors for building seismic provisions. *Journal of Structural Engineering*, 117(1):19-28. (en inglés)

Valderrama, R., G. (2016). Procedimiento de análisis y diseño de muros portantes de concreto reforzado bajo un ambiente informático (Tesis de Maestría). Maestría en Ingeniería Civil – Énfasis en Ingeniería Estructural. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

Vamvatsikos, D., y Cornell, C.A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 31:491-514. (en inglés)

Vidic, T., Fajfar, P., y Fischinger, M. (1994). Consistent inelastic design spectra: strength and displacement. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 23:507-521. (en inglés)

Whittaker, A., Hart, G., y Rojahn, C. (1999) Seismic response modification factors. *Journal of Structural Engineering*, 125(4):438-444. (en inglés)

Yuskel, S.B. y Kalkan, E. (2008). Failure mechanism of shear-wall dominant multi-storey buildings. *High Performance Structures and Materials*. 97:337-346. (en inglés)

Zafar, A. (2009). Reponse Modification Factors of Reinforced Concrete Moment Resisting Frames in Developing Countries (Tesis de Maestría). Maestría en Ingeniería Civil. Graduate College of the University of Illinois at Urbana-Campaign. (en inglés)